



Concurso CBCA para Estudantes de  
**ENGENHARIA**  
**2023**

# HABITAÇÃO DE INTERESSE SOCIAL COM ESTRUTURA EM AÇO

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Exemplo de ligação. . . . .	25
Figura 3.2 – Exemplo de soldagem da chapa. . . . .	26
Figura 3.3 – Outro exemplo de ligação. . . . .	27
Figura 3.4 – Terceiro exemplo de ligação. . . . .	27
Figura 4.1 – Planta - Pavimento térreo. . . . .	30
Figura 4.2 – Planta - Pavimento tipo. . . . .	30
Figura 4.3 – Corte AA - Longitudinal. . . . .	31
Figura 4.4 – Corte BB - Transversal. . . . .	31
Figura 4.5 – Diagrama de cobertura. . . . .	32
Figura 4.6 – Ancoragem provisória. . . . .	33
Figura 4.7 – Painéis do pavimento térreo de casa residencial Belo Horizonte - MG. . . . .	34
Figura 4.8 – Transmissão de carga vertical do sistema em Light Steel Framing. . . . .	34
Figura 4.9 – Pannel típico em Light Steel Framing. . . . .	35
Figura 4.10 – Guia - Pefil Ue 90x40. . . . .	35
Figura 4.11 – Montante - Pefil Ue 90x40. . . . .	36
Figura 4.12 – Parafuso de ponta broca. . . . .	36
Figura 4.13 – Parafuso cabeça trombeta e ponta broca. . . . .	36
Figura 4.14 – Parafuso cabeça trombeta e ponta broca com asas. . . . .	37
Figura 4.15 – Detalhamento da parede externa em Light Steel Framing. . . . .	37
Figura 4.16 – Encontro de parede com piso - corte vertical. . . . .	38
Figura 4.17 – Encontro de parede com laje - corte vertical. . . . .	39
Figura 4.18 – Guia - Pefil 70x30x3000 mm. . . . .	39
Figura 4.19 – Montante - Pefil 70x30x3000 mm. . . . .	40
Figura 4.20 – Parafuso de ponta agulha. . . . .	40
Figura 4.21 – Parafuso cabeça trombeta e ponta broca. . . . .	40

Figura 4.22 – Detalhamento da parede externa em Drywall. . . . .	41
Figura 4.23 – Imagem modelo para a escada. . . . .	43
Figura 4.24 – Relação piso/espelho. . . . .	43
Figura 4.25 – Perfil de aço dobrado usinado. . . . .	44
Figura 4.26 – Carregamento sobre a viga. . . . .	45
Figura 4.27 – Diagrama de esforço cortante (FTOOL). . . . .	48
Figura 4.28 – Planta Baixa da Planta de Montagem. . . . .	50
Figura 4.29 – Corte Vertical da Planta de Montagem. . . . .	51
Figura 4.30 – Detalhe do Gancho da Planta de Montagem. . . . .	52
Figura 4.31 – Planta dos Ganchos no Teto do Poço da Planta de Montagem. . . . .	52
Figura 4.32 – Planta do Fundo do Poço da Planta de Montagem. . . . .	53
Figura 5.1 – 1ª Conceção Estrutural. . . . .	58
Figura 5.2 – 2ª Conceção Estrutural. . . . .	58
Figura 5.3 – Conceção Estrutural do pavimento tipo. . . . .	59
Figura 5.4 – Conceção Estrutural da cobertura. . . . .	60
Figura 5.5 – 1º Conceção das Vigas Secundárias (Pavimento Tipo). . . . .	61
Figura 5.6 – 1º Conceção das Vigas Secundárias (Cobertura). . . . .	61
Figura 5.7 – 2º Conceção das Vigas Secundárias (Pavimento Tipo). . . . .	62
Figura 5.8 – 2º Conceção das Vigas Secundárias (Cobertura). . . . .	63
Figura 5.9 – Conceção Estrutural de um lance de escadas. . . . .	64
Figura 5.10 – Conceção estrutural da laje sobre os reservatórios d'água. . . . .	65
Figura 5.11 – Conceção Estrutural - Corte Transversal da Estrutura para alocação das caixas d'água. . . . .	65
Figura 5.12 – Conceção Estrutural do telhado. . . . .	66
Figura 5.13 – Conceção Estrutural do Trecho 1 do telhado. . . . .	66
Figura 5.14 – Conceção Estrutural do Trecho 2 do telhado. . . . .	67
Figura 5.15 – Conceção Estrutural do Trecho 3 do telhado. . . . .	67
Figura 5.16 – Modelagem da estrutura no software - vista 1. . . . .	68

Figura 5.17 – Modelagem da estrutura no software - vista 2. . . . .	68
Figura 5.18 – Modelagem da estrutura no software - vista 3. . . . .	69
Figura 5.19 – Modelagem da estrutura no software - vista 4. . . . .	69
Figura 5.20 – Modelagem da estrutura no software - vista 5. . . . .	70
Figura 5.21 – Modelagem da estrutura no software - vista 6. . . . .	70
Figura 5.22 – Estrutura no software. . . . .	72
Figura 6.1 – Direções do vento na edificação. . . . .	81
Figura 6.2 – Isopletras da Velocidade Básica $V_0$ . . . . .	82
Figura 6.3 – Coeficiente de arrasto, $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência. . . . .	83
Figura 6.4 – Incidência das Forças de Arrasto na Edificação. . . . .	84
Figura 6.5 – Partes Consideradas no Cálculo dos Coeficientes de Pressão Externa a $0^\circ$ e a $90^\circ$ . . . . .	85
Figura 6.6 – Coeficientes de Pressão Externa para o Vento a $0^\circ$ . . . . .	88
Figura 6.7 – Coeficientes de Pressão Externa para o Vento a $90^\circ$ . . . . .	88
Figura 6.8 – Partes Consideradas no Cálculo dos Coeficientes de Pressão Externa do Telhado. . . . .	89
Figura 6.9 – Coeficientes de Pressão Externa do Telhado para o Vento a $0^\circ$ . . . . .	90
Figura 6.10 – Coeficientes de Pressão Externa do Telhado para o Vento a $90^\circ$ . . . . .	91
Figura 6.11 – Valores Críticos dos Coeficientes de Pressão Externa da edifi- cação para o Vento a $0^\circ$ . . . . .	91
Figura 6.12 – Valores Críticos dos Coeficientes de Pressão Externa da edifi- cação para o Vento a $90^\circ$ . . . . .	92
Figura 6.13 – Coeficientes de Pressão Externa e Interna da edificação para o Vento a $0^\circ$ e a $90^\circ$ . . . . .	93
Figura 6.14 – Esforços Resultantes em kN/m do Vento na edificação para incidência a $0^\circ$ e a $90^\circ$ . . . . .	94
Figura 7.1 – Corte do modelo Steel Deck MF - 50. . . . .	95



Figura 7.2 – Esforços na Viga VS101 no software FTOOL. . . . .	104
Figura 7.3 – Reações de apoio da Viga VS101 no software FTOOL. . . . .	104
Figura 7.4 – Relação entre $b$ e $t_w$ numa solda de filete. . . . .	106
Figura 7.5 – Detalhe da ligação Tipo 11. . . . .	108
Figura 7.6 – Detalhe da ligação Tipo 11. . . . .	108
Figura 7.7 – Exemplificação das distâncias $m$ e $n$ . . . . .	113
Figura 7.8 – Catálogo de Chumbadores. . . . .	116
Figura 8.1 – Disposição do canteiro de obras. . . . .	122
Figura 8.2 – Acesso a obra. . . . .	123
Figura 8.3 – Escritório administrativo. . . . .	123
Figura 8.4 – Ambulatório médico. . . . .	124
Figura 8.5 – Almoxarifado/ferramentaria. . . . .	124
Figura 8.6 – Perfis Metálicos. . . . .	125
Figura 8.7 – Drywall e Light Steel Framing. . . . .	126
Figura 8.8 – Areia, brita, cimento e cal. . . . .	126
Figura 8.9 – Áreas de vivência. . . . .	127
Figura 9.1 – Tipos de perfis laminados. . . . .	133
Figura 9.2 – Recomendações para o transporte e montagem de estruturas metálicas. . . . .	135
Figura 9.3 – Montagem de Estruturas Metálicas. . . . .	138
Figura 9.4 – Grua fixa, com seus elementos destacados. . . . .	139
Figura 9.5 – Determinação de raio de operação e comprimento da lança. . . . .	140
Figura 9.6 – Caminhão para montagem de estruturas metálicas. . . . .	141
Figura 10.1 – Pilar P1 no software Ftool. . . . .	155
Figura 10.2 – Força axial térmica no pilar P1. . . . .	156
Figura 10.3 – Viga V101 no software Ftool. . . . .	159

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Esforços na fundação. . . . .	20
Tabela 4.1 – Valores característicos nominais das cargas variáveis. . . . .	45
Tabela 4.2 – Peso específico aparente dos materiais de construção. . . . .	46
Tabela 4.3 – Ações permanentes diretas consideradas separadamente. . . . .	47
Tabela 4.4 – Tabela de Ganchos da Planta de Montagem. . . . .	53
Tabela 4.5 – Reações da Planta de Montagem. . . . .	54
Tabela 5.1 – Cotação Lajes Steel Deck. . . . .	64
Tabela 6.1 – Valores dos coeficientes de ponderação. . . . .	74
Tabela 6.2 – Valores dos fatores de combinação e redução. . . . .	74
Tabela 6.3 – Quantificação das ações - Lajes do pavimento tipo. . . . .	76
Tabela 6.4 – Quantificação das ações - Lajes da cobertura. . . . .	77
Tabela 6.5 – Quantificação de ações vigas principais - Pavimento Tipo. . . . .	78
Tabela 6.6 – Quantificação de ações vigas secundárias. . . . .	80
Tabela 6.7 – Dimensões do vento na edificação. . . . .	83
Tabela 6.8 – Coeficiente de Arrasto quando o vento incide a 0° na edificação. . . . .	83
Tabela 6.9 – Coeficiente de Arrasto quando o vento incide a 90° na edificação. . . . .	84
Tabela 6.10 – Cálculo do Momento de Tombamento para o vento incidindo a 0° e a 90° na edificação. . . . .	85
Tabela 6.11 – Dados para o Cálculo das partes da edificação. . . . .	86
Tabela 6.12 – Dados para o Cálculo do Coeficiente de Pressão Externa. . . . .	86
Tabela 6.13 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular. . . . .	87
Tabela 6.14 – Dados para o Cálculo do Coeficiente de Pressão Externa do Telhado. . . . .	89
Tabela 6.15 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular. . . . .	90
Tabela 7.1 – Cargas e vãos máximos - MF50 - Fabricante Metform . . . . .	96

Tabela 7.2 – Determinação da laje segundo a Tabela 7.1. . . . .	97
Tabela 7.3 – Determinação da armadura de retração. . . . .	97
Tabela 7.4 – Dados do perfil . . . . .	98
Tabela 7.5 – Dados do material . . . . .	98
Tabela 7.6 – Dados do material . . . . .	105
Tabela 7.7 – Dados do material . . . . .	107
Tabela 7.8 – Dados do material . . . . .	111
Tabela 7.9 – Dados do perfil . . . . .	111
Tabela 7.10 – Dados do perfil . . . . .	116
Tabela 7.11 – Dados do material . . . . .	117
Tabela 9.1 – Quantificação dos perfis utilizados para as vigas e pilares. . .	129
Tabela 9.2 – Quantificação dos perfis utilizados na primeira parte da cobertura. . . . .	129
Tabela 9.3 – Quantificação dos perfis utilizados na cobertura do corredor. .	130
Tabela 9.4 – Quantificação dos perfis utilizados na escada. . . . .	131
Tabela 10.1 – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF). . . . .	150
Tabela 10.2 – Fatores de redução para o aço. . . . .	151

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO . . . . .</b>	<b>11</b>
<b>1.1</b>	<b>Apresentação do projeto . . . . .</b>	<b>11</b>
<b>1.2</b>	<b>Motivação . . . . .</b>	<b>12</b>
<b>1.3</b>	<b>Justificativa . . . . .</b>	<b>12</b>
<b>1.4</b>	<b>Objetivos . . . . .</b>	<b>13</b>
<b>1.4.1</b>	<b>Objetivo geral . . . . .</b>	<b>14</b>
<b>1.4.2</b>	<b>Objetivos específicos . . . . .</b>	<b>14</b>
<b>2</b>	<b>INFORMAÇÕES GERAIS SOBRE O PROJETO . . . . .</b>	<b>17</b>
<b>2.1</b>	<b>Localização . . . . .</b>	<b>17</b>
<b>2.2</b>	<b>Clima e Relevô . . . . .</b>	<b>17</b>
<b>2.3</b>	<b>Geotecnia . . . . .</b>	<b>17</b>
<b>3</b>	<b>INFORMAÇÕES ESPECÍFICAS SOBRE O PROJETO . . . . .</b>	<b>19</b>
<b>3.1</b>	<b>Fundações . . . . .</b>	<b>19</b>
<b>3.2</b>	<b>Lajes . . . . .</b>	<b>21</b>
<b>3.3</b>	<b>Conectores de Cisalhamento . . . . .</b>	<b>22</b>
<b>3.4</b>	<b>Pisos . . . . .</b>	<b>22</b>
<b>3.5</b>	<b>Forro . . . . .</b>	<b>23</b>
<b>3.6</b>	<b>Pilares . . . . .</b>	<b>23</b>
<b>3.7</b>	<b>Vigas . . . . .</b>	<b>24</b>
<b>3.8</b>	<b>Ligações . . . . .</b>	<b>24</b>
<b>4</b>	<b>CONCEPÇÃO ARQUITETÔNICA . . . . .</b>	<b>29</b>
<b>4.1</b>	<b>Características da edificação . . . . .</b>	<b>29</b>
<b>4.2</b>	<b>Paredes: detalhes construtivos de interface e fixação à estrutura metálica . . . . .</b>	<b>32</b>
<b>4.2.1</b>	<b>Paredes externas . . . . .</b>	<b>33</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Paredes internas . . . . .</b>	<b>38</b>
<b>4.3</b>	<b>Portas . . . . .</b>	<b>41</b>

<b>4.4</b>	<b>Janelas . . . . .</b>	<b>42</b>
<b>4.5</b>	<b>Escadas . . . . .</b>	<b>42</b>
<b>4.6</b>	<b>Cobertura . . . . .</b>	<b>49</b>
<b>4.7</b>	<b>Reservatórios de água . . . . .</b>	<b>49</b>
<b>4.8</b>	<b>Elevador . . . . .</b>	<b>49</b>
<b>5</b>	<b>CONCEPÇÃO ESTRUTURAL . . . . .</b>	<b>55</b>
<b>5.1</b>	<b>Diretrizes da concepção estrutural . . . . .</b>	<b>55</b>
<b>5.2</b>	<b>Lançamento dos pilares, vigas, lajes, escadas e cobertura . . .</b>	<b>57</b>
<b>5.3</b>	<b>Modelagem da estrutura no Tekla Structures . . . . .</b>	<b>67</b>
<b>5.4</b>	<b>Modelagem da estrutura no CypeCAD e Metálicas 3D . . . .</b>	<b>71</b>
<b>6</b>	<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO . . . . .</b>	<b>73</b>
<b>6.1</b>	<b>Cargas atuantes na estrutura . . . . .</b>	<b>73</b>
<b>6.1.1</b>	<b>Quantificação das ações nas lajes do edifício . . . . .</b>	<b>73</b>
<b>6.1.2</b>	<b>Quantificação das ações nas vigas principais . . . . .</b>	<b>77</b>
<b>6.1.3</b>	<b>Quantificação das ações nas vigas secundárias . . . . .</b>	<b>80</b>
<b>6.1.4</b>	<b>Cargas de vento . . . . .</b>	<b>80</b>
<b>7</b>	<b>DIMENSIONAMENTO . . . . .</b>	<b>95</b>
<b>7.1</b>	<b>Lajes do tipo Steel Deck . . . . .</b>	<b>95</b>
<b>7.2</b>	<b>Vigas . . . . .</b>	<b>98</b>
<b>7.3</b>	<b>Exemplo de ligação entre vigas . . . . .</b>	<b>104</b>
<b>7.3.1</b>	<b>Verificação da solda . . . . .</b>	<b>105</b>
<b>7.3.1.1</b>	<b>Resistência do metal da solda . . . . .</b>	<b>105</b>
<b>7.3.1.2</b>	<b>Resistência do metal-base . . . . .</b>	<b>107</b>
<b>7.3.1.3</b>	<b>Verificação de resistência final . . . . .</b>	<b>107</b>
<b>7.3.2</b>	<b>Verificação da ligação parafusada . . . . .</b>	<b>107</b>
<b>7.3.2.1</b>	<b>Resistência da ligação parafusada . . . . .</b>	<b>109</b>
<b>7.3.2.2</b>	<b>Resistência de cálculo à pressão de contato . . . . .</b>	<b>109</b>
<b>7.3.2.3</b>	<b>Verificação da Pega . . . . .</b>	<b>110</b>

7.3.2.4	Verificação da Ligação . . . . .	110
7.4	Base de pilar . . . . .	110
7.5	Pilares . . . . .	116
8	CANTEIRO DE OBRAS . . . . .	121
8.1	Áreas administrativas . . . . .	122
8.2	Áreas operacionais . . . . .	124
8.3	Áreas de vivência . . . . .	127
9	MATERIAIS PARA EXECUÇÃO DO PROJETO . . . . .	129
9.1	Quantificação e consumo dos materiais metálicos . . . . .	129
9.2	Quantificação e consumo de concreto . . . . .	131
9.3	Fabricação do aço . . . . .	132
9.4	Transporte . . . . .	134
9.5	Montagem . . . . .	136
9.6	Equipamentos . . . . .	138
9.6.1	Grua . . . . .	138
9.6.2	Guindaste . . . . .	139
9.6.3	Caminhões e reboques . . . . .	140
9.6.4	Outros equipamentos . . . . .	142
10	SEGURANÇA E MANUTENÇÃO . . . . .	145
10.1	Proteção da edificação contra corrosão . . . . .	145
10.2	Comportamento da estrutura em situação de incêndio . . . . .	149
10.2.1	Tempo requerido de resistência ao fogo . . . . .	149
10.2.2	Temperatura máxima do incêndio . . . . .	150
10.2.3	Fatores de redução . . . . .	151
10.2.4	Verificação de pilar . . . . .	152
10.2.5	Verificação de viga . . . . .	157
11	CONCLUSÃO . . . . .	161



<b>APENDICE A – Detalhamento da estrutura e de seus elementos estruturais . . . . .</b>	<b>167</b>
<b>APENDICE B – Planilhas de dimensionamento . . . . .</b>	<b>197</b>
<b>APENDICE C – Renderizações . . . . .</b>	<b>203</b>

## **1 INTRODUÇÃO**

Para desenvolver um projeto é preciso estar em conformidade com as diretrizes legais e normativas do Brasil, abrangendo uma gama de fatores que vão desde considerações econômicas até aspectos de segurança, funcionalidade e estética. A ênfase recai sobre a introdução do aço nas estruturas, o qual proporciona não apenas sustentabilidade e segurança à edificação, mas também viabiliza vãos amplos e estruturas leves. Isso, por sua vez, reduz significativamente os prazos de construção, permitindo uma aderência mais eficaz aos cronogramas preestabelecidos. Neste projeto, almeja-se atender não apenas aos requisitos regulatórios, mas também explorar soluções que fomentam uma construção eficiente, segura e adaptável às demandas do mercado.

### **1.1 Apresentação do projeto**

Uma das metas do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) é fomentar e disseminar a aplicação do aço no setor da construção. O concurso CBCA para estudantes de engenharia é uma das iniciativas do CBCA para inspirar jovens estudantes de engenharia a aprimorar suas competências no projeto de estruturas utilizando o aço, um material que traz consigo diversas vantagens para a indústria da construção. Além disso, considerando o aumento observado na utilização do aço no setor da construção, o concurso oferece uma oportunidade única de enriquecimento na formação dos estudantes.

Consequentemente, isso proporciona as Escolas ou Faculdades de Engenharia Civil do Brasil a possibilidade de participar da 5ª edição do CONCURSO CBCA PARA ESTUDANTES DE ENGENHARIA 2023, sob a supervisão de um professor da sua respectiva Escola ou Faculdade. O concurso busca incentivar a aplicação de estruturas metálicas em edifícios de Habitação de Interesse Social (HIS). O projeto proposto requer a utilização de conceitos de industrialização e modularização no sistema estrutural em aço, bem como nos sistemas de lajes, co-

bertura, fachadas e divisórias internas. Este desafio está alinhado com as necessidades do mercado, compatível com a formação atual dos candidatos e em consonância com a busca por soluções eficientes e responsáveis para um sério problema social do país: o déficit habitacional.

## **1.2 Motivação**

A realização de um projeto desse tipo consiste na busca por soluções inovadoras e eficazes para enfrentar o desafio do déficit habitacional no Brasil. O cenário atual demanda abordagens responsáveis e eficientes para proporcionar habitação de qualidade para a população de baixa renda. A incorporação do aço nas estruturas de edifícios de Habitação de Interesse Social (HIS) apresenta um potencial notável para agilizar a construção, torná-la mais segura e viabilizar o atendimento de uma parcela significativa da sociedade que necessita de moradias adequadas. Além disso, a promoção da formação de estudantes de engenharia por meio do concurso fortalece a capacidade futura de enfrentar desafios similares, mantendo-se alinhados com as tendências tecnológicas e as demandas sociais, e contribuindo para o desenvolvimento sustentável do país.

## **1.3 Justificativa**

A motivação de buscar soluções inovadoras e eficazes para o desafio do déficit habitacional no Brasil é impulsionada por uma série de fatores prementes e oportunidades transformadoras. Primeiramente, o déficit habitacional é um problema crítico que afeta diretamente a qualidade de vida de milhões de brasileiros, exacerbando desigualdades e gerando instabilidade social. Neste contexto, a abordagem de utilizar estruturas em aço para edifícios de Habitação de Interesse Social (HIS) apresenta-se como uma resposta altamente pertinente.

A incorporação do aço nas estruturas de edifícios HIS oferece vantagens significativas. A leveza e a resistência do material possibilitam a construção de

estruturas mais ágeis e seguras, reduzindo os prazos de execução e minimizando riscos associados à segurança. Além disso, a modularidade e a flexibilidade do aço permitem um design adaptável, adequado para diferentes configurações de habitações, o que é essencial para atender às variadas necessidades das famílias de baixa renda.

Neste cenário, ao incentivar os estudantes de engenharia a explorar projetos com uso de aço, o concurso não apenas fomenta a formação técnica dos futuros profissionais, mas também impulsiona uma cultura de inovação e resolução de problemas. A orientação dos professores, aliada à prática de criar estruturas sustentáveis e eficientes, prepara os estudantes para enfrentar desafios reais, como o déficit habitacional, enquanto mantém um olhar atento às exigências ambientais e sociais.

Desta forma, a busca por soluções inovadoras e eficazes, aliada à promoção da formação e capacitação dos futuros engenheiros através do concurso, não apenas responde ao problema crítico do déficit habitacional, mas também contribui para um desenvolvimento sustentável e resiliente do país. A conjugação desses fatores resulta em um ciclo virtuoso, onde a motivação se traduz em ações concretas, capacitando a próxima geração de profissionais a abordar desafios complexos e criar um impacto positivo duradouro na sociedade.

#### **1.4 Objetivos**

O principal propósito da 5ª edição do CONCURSO CBCA PARA ESTUDANTES DE ENGENHARIA 2023 reside em estabelecer uma conexão direta entre os conhecimentos acadêmicos e as aplicações práticas da engenharia no cotidiano. Desta forma, o concurso não apenas proporciona um ambiente para o desenvolvimento técnico dos estudantes, mas também promove uma compreensão abrangente das complexidades e considerações multidisciplinares envolvidas

no campo da engenharia civil, capacitando-os a se tornarem profissionais aptos a enfrentar os desafios reais do setor.

#### **1.4.1 Objetivo geral**

Neste projeto objetiva-se abordar diversas características da construção, abrangendo os seguintes aspectos:

1. Exploração das propriedades do aço, englobando sua fabricação, transporte e montagem, com enfoque na concepção das conexões entre as partes da estrutura em aço;
2. Incorporação de requisitos estéticos, de segurança e de funcionalidade inerentes ao projeto estrutural;
3. Avaliação dos aspectos relacionados ao custo da estrutura;
4. Análise da relação entre sistemas industrializados de paredes, pisos e coberturas e a estrutura metálica;
5. Estímulo à inovação e à eficiência na aplicação de soluções construtivas utilizando aço;
6. Reconhecimento da responsabilidade dos profissionais de engenharia em face dos desafios sociais do país.

#### **1.4.2 Objetivos específicos**

Estes objetivos visam não apenas o aprimoramento técnico, mas também o desenvolvimento de uma visão ampla e interdisciplinar na Engenharia Civil, possibilitando o desafio de expandir os limites do uso do aço em empreendimentos construtivos, sendo:

1. Apoiar o avanço da engenharia civil, ao oferecer o ensino de disciplinas relacionadas às estruturas de aço e sistemas estruturais. Estas são essenciais para a correta aplicação do aço em projetos urbanos;
2. Fomentar a colaboração entre professores e alunos, unindo a esfera acadêmica com a prática profissional. Isso envolve investigar e desenvolver projetos voltados para o tema do concurso;
3. Divulgar o conhecimento sobre o papel do aço como componente fundamental em sistemas construtivos de edifícios. Isso visa incentivar pesquisas acerca de seu potencial, tecnologias e aplicações;
4. Estimular a criatividade dos estudantes, que sob a orientação de seus professores, têm a oportunidade de levar as estruturas dos edifícios, sejam eles em aço puro, mistos de aço e concreto, ou ainda mistos de aço e madeira, ao limite de suas capacidades. Assim, é possível impulsionar o estado atual da técnica, baseado em um conhecimento rigoroso das propriedades do aço.





## **2 INFORMAÇÕES GERAIS SOBRE O PROJETO**

### **2.1 Localização**

O projeto em questão foi concebido de forma flexível, não estando vinculado a um terreno específico. Sua versatilidade permite que seja implementado de maneira isolada ou em grupos, adaptando-se à disponibilidade de espaço em diversas localidades.

### **2.2 Clima e Relevo**

No cálculo e planejamento deste projeto, é imprescindível levar em consideração uma série de ações conforme as normas técnicas aplicáveis. Para abordar as influências da ação do vento e da variação de temperatura, foi indicado no edital da 5ª edição do CONCURSO CBCA PARA ESTUDANTES DE ENGENHARIA 2023, adotar como referência a cidade de Belo Horizonte, em Minas Gerais. Esta escolha proporcionará uma análise precisa e contextualizada das condições climáticas específicas da região.

Embora não haja um local previamente definido, é importante destacar que o terreno onde o projeto será implementado é plano em sua totalidade, sem quaisquer desníveis.

Ao considerar tais fatores, o projeto poderá ser projetado e construído de forma a assegurar a sua resiliência, durabilidade e eficiência em face das demandas climáticas características da localidade escolhida. Dessa forma, a abordagem técnica empregada refletirá uma atenção meticulosa às condições ambientais e normas aplicáveis, garantindo a qualidade e o desempenho do projeto em sua totalidade.

### **2.3 Geotecnia**

A Geotecnia desempenha um papel essencial na indústria da construção civil, fornecendo os alicerces para projetos sólidos e seguros. É uma disciplina que

investiga as propriedades do solo e das rochas, analisando como esses materiais interagem com as estruturas construídas. Um estudo geotécnico minucioso da área de implantação de um projeto é absolutamente crucial.

Ao compreender as características geológicas do terreno, como a resistência do solo, sua capacidade de suporte e a presença de água, o estudo geotécnico permite o design de fundações apropriadas e soluções de estabilização do solo. Isso evita colapsos, recalques e outros problemas graves que poderiam surgir ao longo do tempo.

Além disso, a análise geotécnica oferece informações sobre a viabilidade econômica do projeto, orienta na seleção de materiais adequados e na prevenção de desastres naturais, como deslizamentos de terra. Portanto, antes de iniciar qualquer empreendimento, é imprescindível realizar um estudo geotécnico rigoroso para garantir a segurança, a durabilidade e o sucesso do projeto construtivo.

Como o edital do 5º CONCURSO CBCA PARA ESTUDANTES DE ENGENHARIA 2023 prevê que o projeto será concebido sem a definição de um terreno particular, para permitir assim sua implementação isolada ou em grupo, de acordo com a disponibilidade de espaço em cada região, não se fez necessário um estudo geotécnico do terreno. Por isso foram feitas apenas algumas considerações de interesse geral.

### **3 INFORMAÇÕES ESPECÍFICAS SOBRE O PROJETO**

#### **3.1 Fundações**

As fundações desempenham um papel vital na Engenharia Civil, independentemente do tamanho da edificação em questão. Elas são essenciais para garantir a estabilidade e a durabilidade das construções, pois são responsáveis por transmitir as cargas da estrutura para o solo de maneira segura e estável. Além disso, as fundações desempenham um papel crucial na distribuição uniforme das cargas, evitando concentrações que possam resultar em recalques e/ou deslocamentos prejudiciais à estrutura.

No entanto, enfrentar desafios é uma realidade comum no projeto de fundações. Um dos principais desafios é a variedade de tipos de solo encontrados em diferentes locais de construção. Solos variados, como argila, areia, rocha e outros, requerem abordagens distintas para o projeto das fundações. A escolha incorreta do tipo de fundação pode resultar em problemas graves no futuro, enfatizando a importância dos estudos geotécnicos detalhados.

Outro fator crítico a ser considerado é a carga da estrutura. O peso da edificação e a distribuição das cargas devem ser cuidadosamente avaliados para garantir que as fundações sejam projetadas para suportar essas cargas de forma eficaz. Em edificações de pequeno porte, fundações superficiais, como sapatas e blocos, podem ser adequadas, enquanto estruturas maiores podem exigir fundações profundas, como estacas ou brocas.

Além disso, a estabilidade sísmica é uma preocupação importante em áreas propensas a terremotos. O projeto das fundações deve levar em consideração a capacidade de resistência às forças sísmicas, o que pode adicionar um desafio à engenharia das fundações.

Em relação a edificações de pequeno, médio e grande porte, a abordagem para o projeto das fundações varia. É essencial realizar estudos geotécnicos de-



### 3.2 Lajes

Uma laje é uma estrutura plana e horizontal que compõe a cobertura ou o piso de um edifício. Ela desempenha um papel fundamental no suporte das cargas, como pessoas, móveis, equipamentos e elementos estruturais, e na distribuição destas para os pilares. Além de suas funções estruturais, as lajes também podem ser projetadas de forma a contribuir para o isolamento térmico e acústico. Portanto, a escolha do tipo de laje mais adequado depende das necessidades do projeto e das condições específicas do local.

A escolha da laje deste projeto foi o “steel deck”, de acordo com as especificações requisitadas. Uma laje steel deck, é um tipo de sistema de piso utilizado que combina elementos de aço e concreto para criar uma estrutura resistente e eficiente. Esse sistema é amplamente empregado em edifícios comerciais, industriais e residenciais devido às suas vantagens em termos de durabilidade, rapidez na construção e desempenho estrutural.

Esses elementos foram dimensionados de acordo com material próprio do fabricante Metform. Devido a isso, foi escolhido o aço galvanizado ASTM A-653 Grau 40, com uma resistência ao escoamento ( $f_y$ ) de  $280MPa$ .

As chapas de aço galvanizado são dispostas longitudinalmente, formando um suporte metálico contínuo. O concreto e o aço trabalham em conjunto para criar uma estrutura rígida e altamente resistente, com o aço absorvendo as tensões de flexão e o concreto contribuindo para a resistência à compressão.

De acordo com Salomão (2019): “Essa laje também possui uma malha de tela soldada, que ajuda na prevenção de trincas na superfície da laje. Pode suportar sobrecargas de até  $2t/m^2$  e dispensa escoramentos para vãos de  $2m$  a  $4m$ , ou armadura de tração adicional”.

Esse sistema apresenta diversas vantagens, incluindo a rapidez na construção, eficiência estrutural, economia, sustentabilidade e acabamento superior.



### 3.3 Conectores de Cisalhamento

O tipo de conector escolhido foi o pino com cabeça Stud Bolt - 3/4 x 3,1/8", que apresenta 19mm de diâmetro e 80mm de comprimento para o corpo, tendo a cabeça dimensões de 32mm de diâmetro e 9,5mm de altura. Esses elementos serão soldados diretamente na mesa superior das vigas por meio de uma pistola de eletrofusão, mantendo um espaçamento entre elementos de 300mm e um espaçamento entre o primeiro conector e a extremidade da viga de pelo menos 100mm.

Após instalação dos elementos de aço do steel deck e execução da concretagem, os conectores estarão chumbados à laje, garantindo melhor interação entre os elementos estruturais em que estes estão conectados, gerando maior rigidez da estrutura global contra esforços horizontais.

É importante deixar claro que, para as análises de dimensionamento, os conectores stud bolts servirão apenas para o travamento lateral das lajes e vigas. Os efeitos benéficos do comportamento misto aço-concreto entre as vigas e laje que esses conectores de cisalhamento proporcionam foram descartados para um dimensionamento mais simplificado e conservador.

### 3.4 Pisos

No processo de construção do edifício, uma etapa crucial foi a criação dos pisos. Para garantir a durabilidade, resistência e estética, primeiramente, será aplicada uma camada de contrapiso, com espessura de 3 cm. Esse contrapiso desempenha um papel estrutural importante, nivelando a superfície do piso e oferecendo uma base sólida para a camada subsequente. Além disso, auxilia no isolamento acústico e térmico, contribuindo para o conforto dos ocupantes do prédio.

Em seguida, será feito o acabamento dos pisos com cerâmica, que possui uma capacidade de resistir ao desgaste, manchas e umidade. O uso de rejunte

flexível entre as peças de cerâmica oferece vantagens práticas a longo prazo. O rejunte flexível possui uma maior capacidade de adaptação às pequenas movimentações que ocorrem naturalmente nos edifícios devido às mudanças de temperatura e assentamento. Isso contribui para evitar fissuras e rachaduras nas superfícies, garantindo a integridade visual e estrutural dos pisos ao longo do tempo.

### 3.5 Forro

Os forros da edificação são compostos por gesso acartonado estrutura (FGE), com placas de  $12,5mm$ . Esse sistema oferece uma combinação notável de versatilidade e desempenho. O gesso acartonado, conhecido por sua fácil manipulação e instalação, também garante isolamento térmico e acústico satisfatórios, além de otimização de instalações elétricas e redução de resíduos.

### 3.6 Pilares

O aço utilizado para o emprego desses elementos foi o ASTM A-572. O perfil adotado para os pilares do elevador foi o W 200 x 35.9 (H), e para o restante dos pilares, foi adotado o perfil W 200 x 59.0 (H). Esses perfis “H” laminados, apresentam um bom suporte de cargas pesadas, pois possui uma estrutura reforçada, composta por duas mesas, garantindo a integridade estrutural e a capacidade de suporte da construção. Quanto às propriedades do aço mencionado, tem-se uma resistência ao escoamento ( $f_y$ ) de  $345MPa$ .

Os pilares, posicionados verticalmente em locais estratégicos, proporcionam a capacidade de absorver e distribuir as cargas provenientes das vigas e lajes e transmiti-las às fundações. Essas cargas podem resultar de diversos fatores, como o próprio peso das estruturas e cargas de uso. Além disso, os pilares também desempenham um papel crucial na estabilidade lateral da edificação, ajudando a resistir a forças horizontais que podem ocorrer, por exemplo, devido a ventos laterais.

A fase inicial do projeto estrutural focou na implementação dos pilares como ponto de partida. Inicialmente, alocou-se os elementos nos vértices da construção. Ademais, pilares foram inseridos na área que abrange a caixa de escadas e o elevador, com o intuito de estabelecer um núcleo de resistência sólido dentro da estrutura. Prosseguindo com o processo, foram dispostos os pilares de extremidade e os pilares intermediários, respeitando o espaçamento.

### **3.7 Vigas**

O tipo de aço selecionado para a aplicação das vigas foi o mesmo dos pilares, ASTM A-572. Os perfis escolhidos para esses elementos foram os “W” laminados, em que foi utilizado os perfis W 250 X 17.9 para vigas principais e W 200 x 19.3 para vigas secundárias, os quais também possuem uma boa capacidade de sustentação, mas têm as mesas mais estreitas que as do tipo em “H” mencionada anteriormente.

Esse elemento desempenha um papel fundamental na concepção e integridade estrutural do prédio. Uma viga é uma peça estrutural horizontal que transmite cargas e forças do peso das lajes e cobertura para os pilares, permitindo a distribuição eficiente das cargas ao longo da estrutura do edifício.

Para posicionar as vigas de acordo com o projeto, foram utilizados os pilares previamente posicionados como referência. As vigas foram colocadas entre os pilares, visando criar pórticos, com o objetivo de reforçar a rigidez da estrutura.

### **3.8 Ligações**

Para o presente projeto, optou-se por ligações parafusadas em chapas soldadas nas vigas e nos pilares. Esses componentes são considerados flexíveis, onde apenas uma pequena parcela do momento fletor é transmitido através da estrutura. Um exemplo dessa ligação está disponível na Figura 3.1.

Figura 3.1 – Exemplo de ligação.



Fonte: Dos autores (2023).

Uma das vantagens de utilizar essas ligações é a facilidade da soldagem da chapa antes da instalação dos pilares e vigas, feitas em fábrica, onde o ambiente é controlado, sem ação de ventos. Isso é importante pois o gás liberado durante o processo de soldagem é essencial para a qualidade da ligação, e este não pode ser levado por ventos ou fatores externos. Esse processo é exemplificado na Figura 3.2.

Figura 3.2 – Exemplo de soldagem da chapa.



Fonte: Dos autores (2023).

Dessa forma, as chapas seriam soldadas antes da alocação dos elementos estruturais, bastando apenas, posteriormente, parafusar as ligações. Algumas das vantagens de ligações parafusadas são a sua montagem rápida; a facilidade de inspeção; reversibilidade e a não necessidade de uma mão de obra tão especializada. Mais exemplos desse tipo de ligação estão disponíveis nas Figuras 3.3 e 3.4.

Figura 3.3 – Outro exemplo de ligação.



Fonte: Dos autores (2023).

Figura 3.4 – Terceiro exemplo de ligação.



Fonte: Dos autores (2023).





## 4 CONCEPÇÃO ARQUITETÔNICA

O foco central da 5ª edição do CONCURSO CBCA PARA ESTUDANTES DE ENGENHARIA 2023 é direcionado para a "Habitação de Interesse Social com Estrutura em Aço". O propósito desse concurso consiste em elaborar uma solução tanto estrutural quanto construtiva para um edifício de apartamentos destinado a programas de Habitação de Interesse Social (HIS).

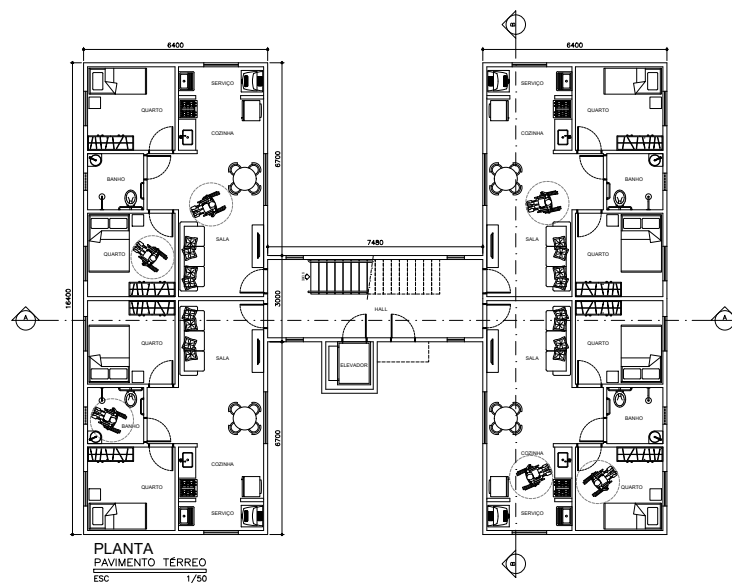
A concepção da estrutura do edifício oferece opções, como a utilização de perfis laminados, soldados, tubulares ou formados a frio, a serem escolhidos de acordo com a abordagem mais apropriada para o projeto. A estrutura pode ser composta exclusivamente de aço ou em uma combinação híbrida de aço e concreto. Ao decidir pelos tipos de perfis a serem empregados, se torna fundamental ponderar considerações de eficiência, flexibilidade e economia, visando assegurar uma solução estrutural otimizada.

### 4.1 Características da edificação

O edifício em análise é configurado em quatro andares no total (térreo mais três pavimentos), contendo quatro apartamentos em cada pavimento, totalizando dezesseis unidades habitacionais. Uma ala de circulação compreende um hall de escadas central e área destinada para a instalação de um elevador, visando garantir acessibilidade ao imóvel. Acima desta ala de circulação, localiza-se um conjunto de três tanques de armazenamento de água feitos em polietileno, com capacidade para 2000 litros cada caixa d'água. O conceito do projeto foi elaborado de modo a não depender de um terreno específico, permitindo que seja implementado de maneira independente ou em grupos, de acordo com a disponibilidade de espaço em cada localidade. A seguir são apresentados os desenhos técnicos fundamentais da arquitetura do edifício, identificados como Figura 4.1 até Figura 4.5. Estes arquivos referentes a este projeto também estão disponíveis em:

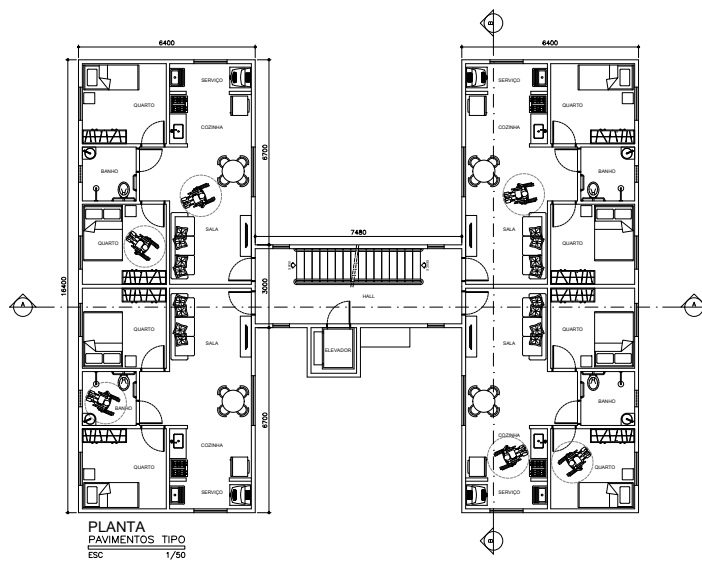
<https://www.cbca-acobrasil.org.br/engenharia/index.php>.

Figura 4.1 – Planta - Pavimento térreo.



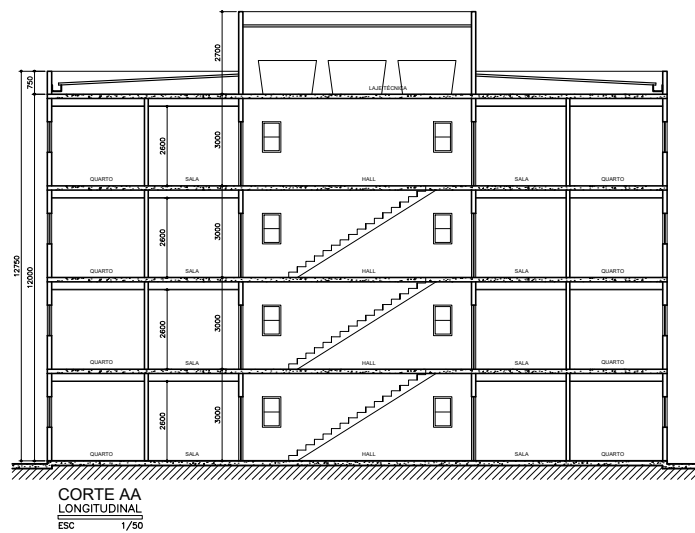
Fonte: Edital 5º Concurso CBCA.

Figura 4.2 – Planta - Pavimento tipo.



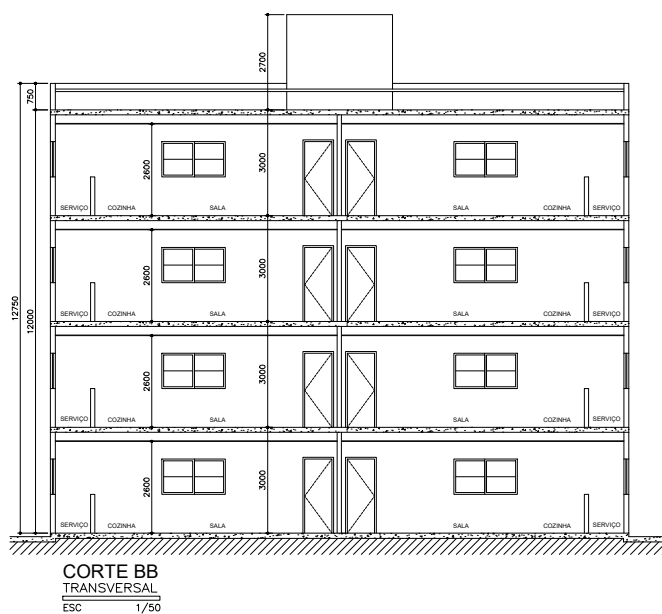
Fonte: Edital 5º Concurso CBCA.

Figura 4.3 – Corte AA - Longitudinal.



Fonte: Edital 5º Concurso CBCA.

Figura 4.4 – Corte BB - Transversal.



Fonte: Edital 5º Concurso CBCA.

Figura 4.5 – Diagrama de cobertura.



Fonte: Edital 5º Concurso CBCA.

#### 4.2 Paredes: detalhes construtivos de interface e fixação à estrutura metálica

As paredes desempenham um papel essencial na construção, contribuindo tanto para a estabilidade estrutural quanto para a funcionalidade e estética dos edifícios. Além de fornecer suporte e divisão de espaço, elas desempenham funções vitais, como isolamento térmico e acústico, proteção contra intempéries, suporte para instalações e influência no design. As escolhas de materiais, projeto e instalação adequados são fundamentais para garantir um edifício seguro, eficiente e esteticamente agradável, atendendo às necessidades dos usuários e ao conforto do ambiente construído.

#### 4.2.1 Paredes externas

O sistema construtivo das paredes externas é o Light Steel Framing (LSF), com placas cimentícias de 10mm na face externa, placa de gesso acartonado de 12,5mm na face interna e lã de vidro para isolamento.

O LSF é uma abordagem moderna e eficiente para a construção de estruturas, predominantemente utilizada em edifícios residenciais e comerciais de pequeno e médio porte. Esse método se baseia na utilização de perfis de aço galvanizado, que são leves e resistentes, para criar um esqueleto estrutural que suporta cargas e permite a montagem de paredes, pisos e coberturas de forma rápida e precisa.

Esse sistema é composto por guias, que são posicionados horizontalmente, e montantes, que se encaixam verticalmente dentro das guias, conforme mostrado nas Figuras 4.6 e 4.7.

Figura 4.6 – Ancoragem provisória.



Fonte: Steel Framing: Arquitetura (2012).

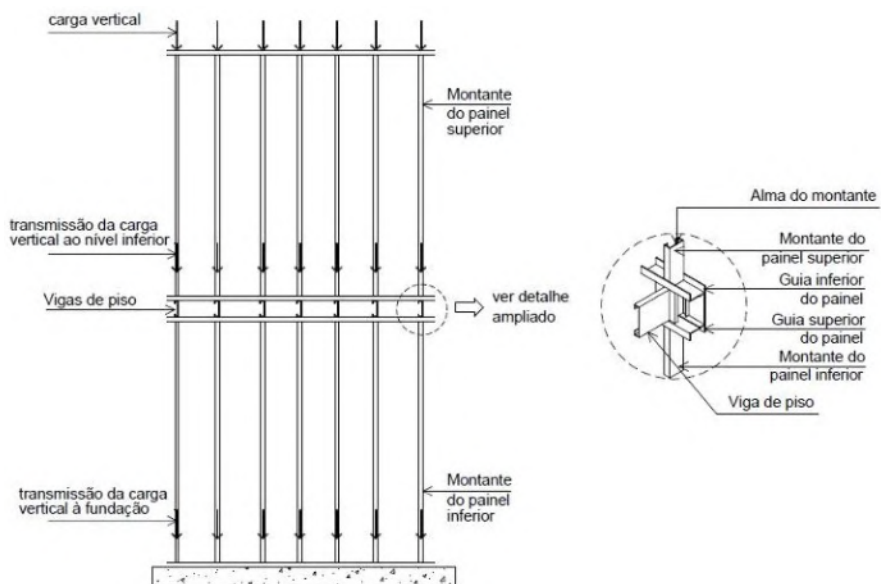
Figura 4.7 – Painéis do pavimento térreo de casa residencial Belo Horizonte - MG.



Fonte: Steel Framing: Arquitetura (2012).

Na Figura 4.8 é possível observar a distribuição do carregamento no sistema em Light Steel Framing e o detalhamento entre os elementos, retirado do Manual Steel Framing: Arquitetura do CBCA.

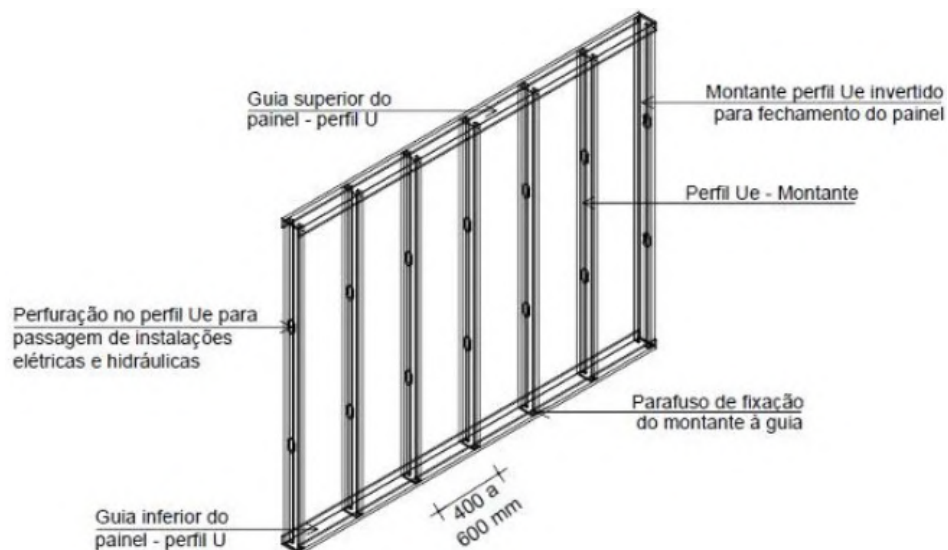
Figura 4.8 – Transmissão de carga vertical do sistema em Light Steel Framing.



Fonte: Steel Framing: Arquitetura (2012).

A perfuração dos montantes mostrada na Figura 4.9 é de grande importância para que haja passagem dos cabos de instalações elétricas e dos tubos de instalações hidráulicas.

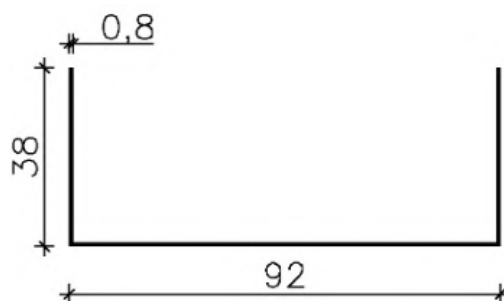
Figura 4.9 – Painel típico em Light Steel Framing.



Fonte: Steel Framing: Arquitetura (2012).

Os perfis da guia e do montante utilizados no projeto foram o Ue 90x40, de acordo com a norma ABNT NBR 15253:2014. As dimensões desses perfis estão mostradas nas Figuras 4.10 e 4.11.

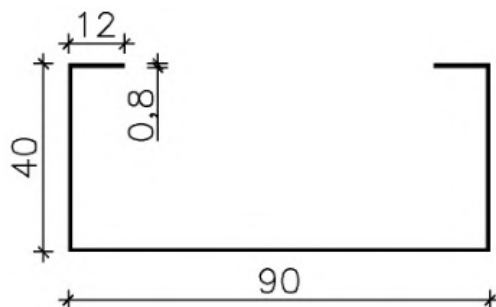
Figura 4.10 – Guia - Perfil Ue 90x40.



Fonte: Dos autores (2023).



Figura 4.11 – Montante - Perfil Ue 90x40.



Fonte: Dos autores (2023).

Para fazer as conexões entre os elementos da parede, foram utilizados os parafusos de ponta broca, mostrado na Figura 4.12, ideal para a espessura dos montantes utilizados e quando se tem conexão de várias camadas diferentes.

Figura 4.12 – Parafuso de ponta broca.



Fonte: Steel Framing: Arquitetura (2012).

O tipo de parafuso utilizado para fixação dos elementos da face interna será o parafuso cabeça trombeta e ponta broca, indicado na Figura 4.13, ideal para fixação de placas de gesso. Ademais, o tipo de parafuso utilizado para fixação dos elementos da face externa será o parafuso cabeça de trombeta e ponta broca com asas, indicado na Figura 4.14, ideal para fixação de placas cimentícias.

Figura 4.13 – Parafuso cabeça trombeta e ponta broca.



Fonte: Steel Framing: Arquitetura (2012).



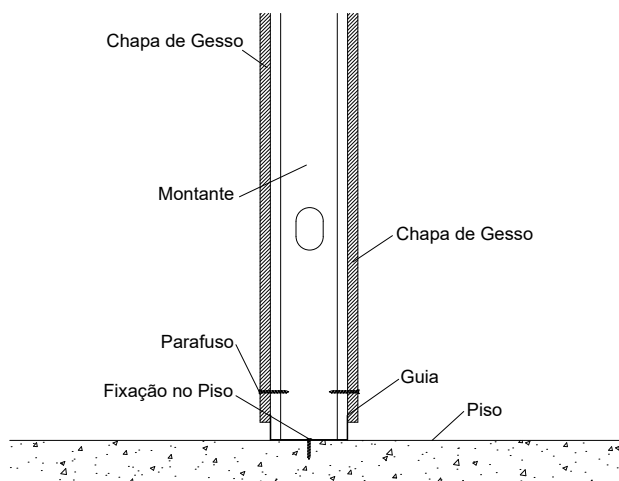
#### 4.2.2 Paredes internas

O sistema construtivo das paredes internas é o Drywall. Essas paredes são constituídas por 1 placa de gesso acartonado 12,5mm em cada face nas paredes internas à unidade habitacional e 2 placas de gesso acartonado 12,5mm em cada face nas paredes entre as diferentes unidades e entre as unidades e as áreas comuns.

O Drywall é uma técnica moderna e versátil utilizada para a construção de paredes, tetos e divisórias em ambientes residenciais, comerciais e industriais. Esse método é amplamente adotado devido à sua agilidade, flexibilidade e eficiência tanto na instalação quanto na adaptação de espaços.

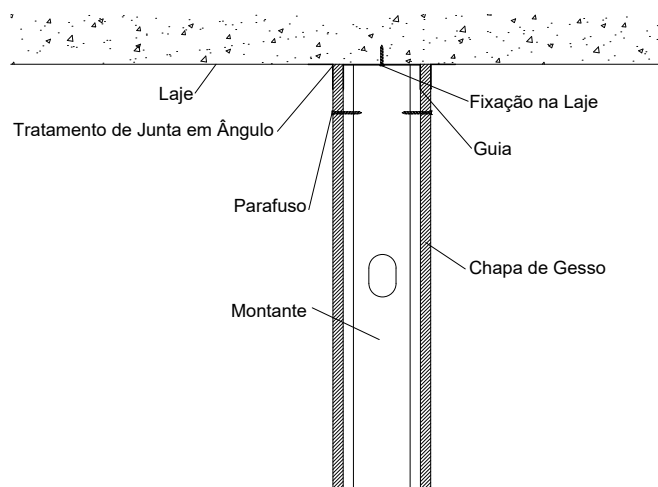
Esse sistema é semelhante ao sistema de Light Steel Framing. As paredes também são compostas por guias, que são posicionados horizontalmente, e montantes, que se encaixam verticalmente dentro das guias, conforme mostrado nas Figuras 4.16 e 4.17 retiradas do Manual de Projeto de Sistemas Drywall.

Figura 4.16 – Encontro de parede com piso - corte vertical.



Fonte: Manual de projeto de Sistemas Drywall: paredes, forros e revestimentos (2006).

Figura 4.17 – Encontro de parede com laje - corte vertical.

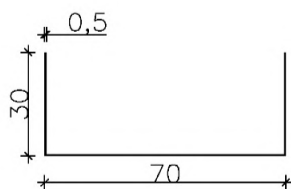


Fonte: Manual de projeto de Sistemas Drywall: paredes, forros e revestimentos (2006).

Os montantes do drywall também são perfurados para passagem de instalações elétricas hidráulicas.

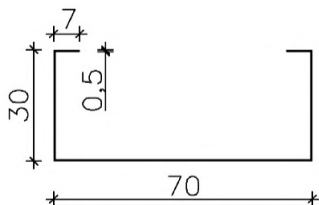
Os perfis dos elementos metálicos utilizados no projeto para a parede de drywall, com base na norma ABNT NBR 15217: 2009, foram a guia 70x30x3000 mm e o montante 70x30x3000 mm. As dimensões desses perfis estão mostradas nas Figuras 4.18 e 4.19.

Figura 4.18 – Guia - Perfil 70x30x3000 mm.



Fonte: Dos autores (2023).

Figura 4.19 – Montante - Perfil 70x30x3000 mm.



Fonte: Dos autores (2023).

Para fazer as conexões entre os elementos da parede, foram utilizados os parafusos de ponta agulha, mostrado na Figura 4.20, ideal para a espessura dos montantes utilizados para sistemas de drywall.

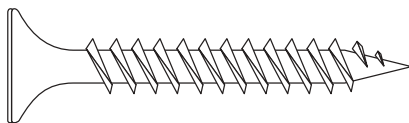
Figura 4.20 – Parafuso de ponta agulha.



Fonte: Steel Framing: Arquitetura (2012).

O tipo de parafuso utilizado para fixação dos elementos das face interna e externa será o parafuso cabeça trombeta e ponta agulha, indicado na Figura 4.21, ideal para fixação de placas de gesso.

Figura 4.21 – Parafuso cabeça trombeta e ponta broca.

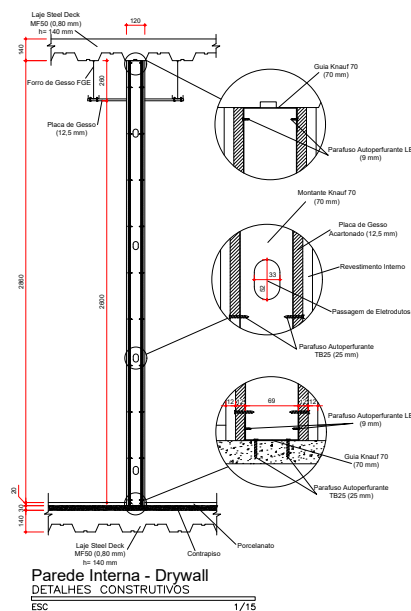


Fonte: Manual de projeto de Sistemas Drywall: paredes, forros e revestimentos (2006).

Para a fixação do guia na laje superior foi utilizado solda MIG, por ser mais eficiente como explicado anteriormente.

O detalhamento da parede interna em Drywall com base nas informações apresentadas é mostrado na Figura 4.22.

Figura 4.22 – Detalhamento da parede externa em Drywall.



Fonte: Dos autores (2023).

### 4.3 Portas

Na área da construção, as portas desempenham um papel fundamental como elementos de acesso e separação entre espaços em edifícios. Elas proporcionam privacidade, segurança, controle de fluxo e também contribuem para a estética geral do ambiente. Além disso, as portas podem ter características específicas, como isolamento térmico, acústico e resistência ao fogo, dependendo das necessidades do espaço em que estão sendo instaladas. Em resumo, as portas desempenham um papel essencial na funcionalidade, segurança e design de edifícios.

Para elaboração do projeto, manteve-se as dimensões que foram estabelecidas no projeto arquitetônico (2,10m x 0,80m).

#### **4.4 Janelas**

As janelas desempenham um papel crucial ao permitirem a entrada de luz natural, ventilação e conexão com o exterior, criando um ambiente saudável, confortável e esteticamente agradável dentro dos espaços. Além disso, as janelas contribuem para o isolamento térmico e acústico, bem como para a aparência visual do edifício, desempenhando um papel integral na funcionalidade e design dos espaços construídos.

Para elaboração do projeto, manteve-se as dimensões que foram estabelecidas no projeto arquitetônico.

#### **4.5 Escadas**

Na construção de edifícios de múltiplos andares, as escadas desempenham um papel crucial ao oferecerem meios seguros de circulação vertical entre os diferentes níveis. Além de serem essenciais para evacuações de emergência, as escadas também proporcionam acesso constante e independente, contribuindo para a acessibilidade universal. A escolha de um design adequado, materiais resistentes e disposição estratégica das escadas é fundamental para garantir a segurança, eficiência e funcionalidade dos espaços construídos.

Optou-se por uma escada metálica com longarinas laterais e degraus flutuantes compostos de um perfil de chapas metálicas dobradas preenchidas de concreto armado por uma malha de aço, garantindo fácil montagem, ligações simples e baixo peso estrutural. Conforme modelo apresentado na Figura 4.23.

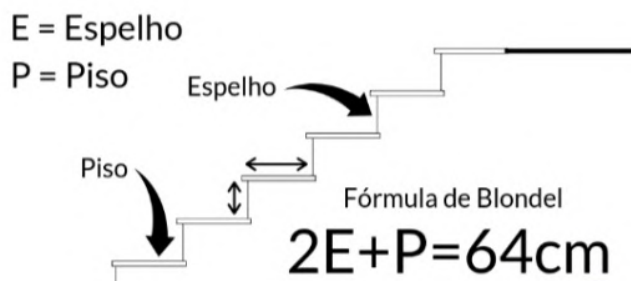
Figura 4.23 – Imagem modelo para a escada.



Fonte: Casa do serralheiro (2023).

Visto que o pé esquerdo foi alterado para  $3,05m$ , cada lance de escadas conta com 17 degraus, tendo  $18cm$  de espelho e  $28cm$  de piso. Os valores foram obtidos e verificados através da Fórmula de Blondel, conforme Figura 4.24 e Equação 4.1.

Figura 4.24 – Relação piso/espelho.



Fonte: Dos autores (2023).

$$2.18 + 28 = 64cm \quad (4.1)$$



Inicialmente, o perfil adotado para as longarinas foi o perfil U 254 x 6.1, que apresenta uma face plana que facilita a execução das ligações soldadas com os degraus.

Será utilizado um perfil de aço dobrado usinado sob medida para os degraus do presente projeto, e terá dimensões de 280mm de alma, 100mm de aba e 6,3mm de espessura, mostrados na Figura 4.25.

Figura 4.25 – Perfil de aço dobrado usinado.



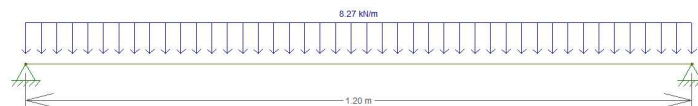
Fonte: Dos autores (2023).

O concreto utilizado para preencher os perfis metálicos da escada não apresentará função estrutural, servindo apenas para diminuir as vibrações e ruídos, proporcionando maior conforto para os usuários. Será utilizada também uma malha de aço CA-60 com bitola de 5mm para cada degrau a fim de combater a retração do concreto e evitar a fissuração.

#### *Dimensionamento dos degraus*

O dimensionamento dos degraus é feito considerando o diagrama de esforço cortante e suas reações de apoio, obtendo seus valores pode-se encontrar a área de aço necessária para suportar determinado esforço e por consequência sua espessura, conforme Figura 4.26.

Figura 4.26 – Carregamento sobre a viga.



Fonte: Dos autores (2023).

### Cargas variáveis

As cargas variáveis para escadas de uso residencial, de acordo com a Tabela 4.1, possuem valor  $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$ .

Tabela 4.1 – Valores característicos nominais das cargas variáveis.

Tabela 10 (continuação)			
Local		Carga uniformemente distribuída kN/m <sup>2</sup>	Carga concentrada kN
Edifícios comerciais, corporativos e de escritórios	Salas de uso geral e sanitários	2,5	—
	Regiões de arquivos deslizantes	5	—
	Call center	3	—
	Corredores dentro de unidades autônomas	2,5	—
	Corredores de uso comum	3	—
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		
	Jardins (ver item nesta Tabela)		
Edificações industriais <sup>a,s</sup> As cargas devem ser validadas caso a caso, porém com os valores mínimos indicados nesta Tabela.	Áreas de produção, processos, manufatura etc.	(ver 6.8)	(ver 6.8)
	Refeitórios	3	—
	Sanitários, vestiários	2	—
	Cozinhas	3	—
	Salas administrativas	2,5	—
	Corredores	3	—
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		
Escadas e passarelas <sup>t</sup>	Hospitais	3	—
	Residenciais, hotéis (dentro de unidades autônomas)	2,5	—
	Residenciais, hotéis (uso comum)	3	—
	Edifícios comerciais, clubes, escritórios, bibliotecas	3	—
	Centros de exposição	5	—
	Centros de convenções e locais de reunião de pessoas, teatros, igrejas	5	—
	Escolas	3	—
	Cinemas, centros comerciais, shopping centers	4	—
	Servindo arquibancadas	5	—
	Com acesso público	3	—
	Sem acesso público	2,5	—

Fonte: ABNT NBR 6120:2019.

### *Cargas permanentes*

Para as cargas permanentes deve-se considerar o peso próprio dos perfis metálicos e do concreto armado com uma malha de aço. Os valores dos pesos específicos dos materiais constituintes foram retirados da Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Peso específico aparente dos materiais de construção.

Tabela 1 (continuação)		
Material		Peso específico aparente $\gamma_{ap}$ kN/m <sup>3</sup>
3 Argamassas e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cal	12 a 18 (15)
	Argamassa de cimento e areia	19 a 23 (21)
	Argamassa de gesso	12 a 18 (15)
	Argamassa autonivelante	24
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
	NOTA Os pesos específicos de argamassas e concretos são válidos para o estado endurecido.	
4 Metais	Aço	77 a 78,5 (77,8)
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	83 a 85 (84)
	Chumbo	112 a 114 (113)
	Cobre	87 a 89 (88)
	Estanho	74
	Ferro forjado	76
	Ferro fundido	71 a 72,5 (71,8)
	Latão	83 a 85 (84)
	Zinco	71 a 72 (71,5)
5 Madeiras	Madeiras naturais (umidade U = 12 %)	
	Cedro	5
	Pinho	5
	Quarubarana	6
	Louro, Imbuia, Pau-óleo	6,5
	Angelim Araroba, Angelim Pedra, Cafearana, Louro Preto	7
	Branquilha, Casca Grossa, Castelo, Guaiçara, Oiticica Amarela	8
	Guajuvirá, Guatambu, Grápia	8
	Canafistula, Capiúba, Guarapa Roraima, Guaruaia, Mandioqueira	9
	Eucalipto, Tatajuba	10
	Angico, Cabriúva	10
	Champanhe, Ipê, Jatobá, Sucupira	11
	Angelim Ferro, Angelim Pedra Verdadeiro, Catiúba, Maçaranduba	12

Fonte: ABNT NBR 6120:2019.

Com base nos valores da Tabela 4.2 e considerando um vão da escada com 1,20m, é calculado a carga em quilonewtons por metro linear, conforme Equações 4.2 e 4.3.

$$P_{\text{concreto}} = \frac{25 \times 0,28 \times 0,1 \times 1,20}{0,28 \times 1,20} = 2,5 \text{ kN/m} \quad (4.2)$$

$$P_{\text{perfil}} = \frac{0,48 \times 1,20 \times 0,0063 \times 78,4}{0,28 \times 1,20} = 0,85 \text{ kN/m} \quad (4.3)$$

### Combinação das cargas

As combinações das cargas são feitas através da fórmula apresentada na Equação 4.4.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_q \left[ F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} F_{Qj,k}) \right] \quad (4.4)$$

Os coeficientes de majoração das cargas foram retirados da Tabela 4.3 e podendo assim ser calculado seu valor final, conforme Equação 4.5.

Tabela 4.3 – Ações permanentes diretas consideradas separadamente.

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,40	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,30	1,0

<sup>1)</sup> Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.

<sup>2)</sup> Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Fonte: ABNT NBR 8681:2003.

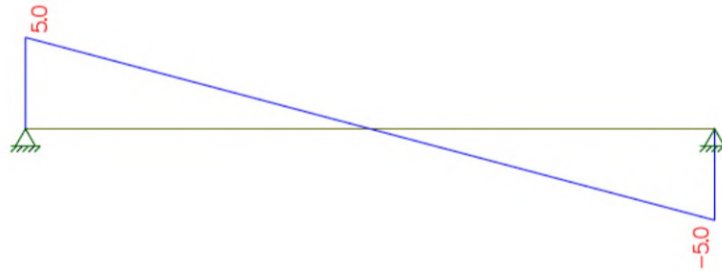
$$P = (2,5 + 0,85) \times 1,35 + 2,5 \times 1,5 = 8,27 \text{ kN/m} \quad (4.5)$$

### Verificações

#### *Cálculo dos esforços solicitantes*

O diagrama de esforço cortante é apresentado na Figura 4.27.

Figura 4.27 – Diagrama de esforço cortante (FTOOL).



Fonte: Dos autores (2023).

O cálculo é apresentado na Equação 4.6.

$$V_{sd} = \frac{Q_{sd} \times L}{2} = \frac{8,27 \times 1,2}{2} = 4,96 \text{ kN} \quad (4.6)$$

#### *Verificação da resistência*

$$A_g = \frac{Nd}{f_y/\gamma_{a1}} = \frac{4,96}{34,5/1,1} = 0,16 \text{ cm}^2 \quad (4.7)$$

$$e = \frac{A_g}{L} = \frac{0,16}{120} = 0,0014 \text{ cm} \quad (4.8)$$

Portanto, a espessura de 6,3mm adotada inicialmente está de acordo com com os limites estabelecidos pela norma ABNT NBR 8800:2008.

## **4.6 Cobertura**

A cobertura desempenha um papel fundamental ao proporcionar proteção contra intempéries, como chuva, vento e sol, mantendo o interior do edifício seguro e habitável. Além disso, a cobertura contribui para a eficiência energética, isolamento térmico e acústico, influencia na estética do edifício e define a sua identidade arquitetônica. Em suma, a cobertura desempenha um papel essencial na preservação, conforto e funcionalidade da edificação.

Cobertura em telhas metálicas sanduíche, com uma chapa metálica galvanizada de 0,43mm de espessura em cada face e isolamento de 40mm de poliuretano (PUR) ou Poliisocianurato (PIR).

## **4.7 Reservatórios de água**

Os reservatórios de água desempenham um papel crucial ao garantir o fornecimento adequado de água para uso interno, como consumo humano, higiene e combate a incêndios. Esses reservatórios armazenam água para atender às necessidades dos ocupantes, especialmente em momentos de interrupção no abastecimento. Eles são essenciais para manter a funcionalidade do edifício, assegurando o suprimento contínuo e a segurança das atividades diárias. Conforme mencionado na Seção 4.1, os reservatórios de água possuem capacidade para 2.000 litros.

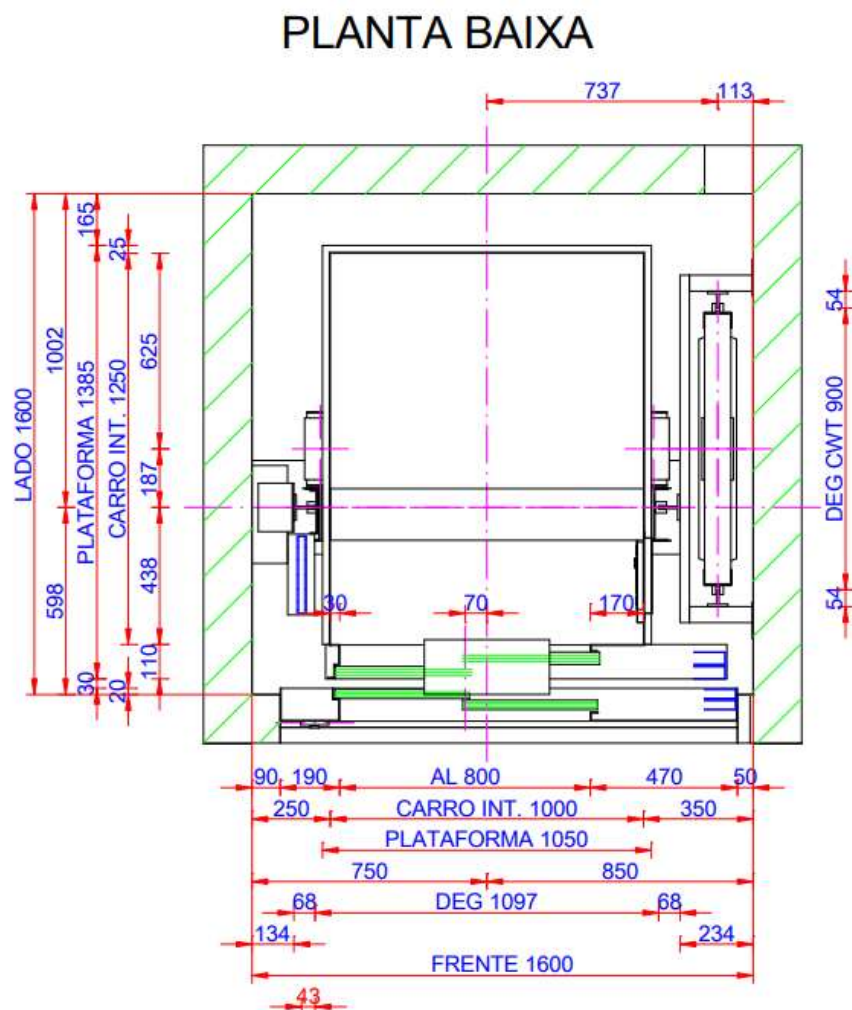
## **4.8 Elevador**

Em edifícios de múltiplos andares, um elevador desempenha um papel crucial ao oferecer uma forma eficiente e acessível de locomoção vertical entre os diversos níveis. Além de proporcionar conveniência, especialmente para pessoas com mobilidade reduzida, um elevador também atende a requisitos de acessibilidade e códigos de segurança. Sua presença é vital para garantir a inclusão,

facilidade de uso e conformidade regulamentar, tornando o edifício funcional e acolhedor para todos os ocupantes.

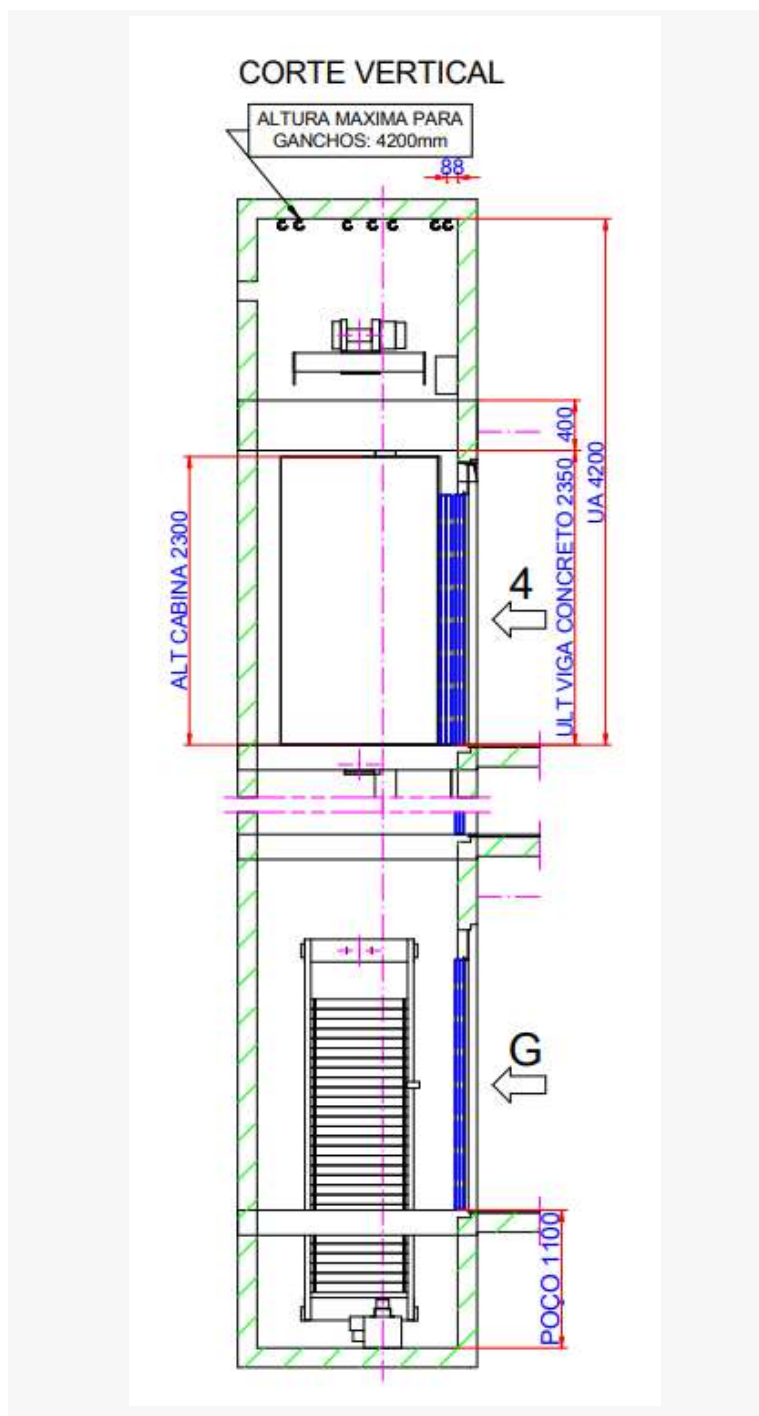
O modelo de elevador escolhido para o projeto do edifício é o Gen2 Comfort, fabricado pela empresa OTIS. Essa escolha se baseia em critérios de segurança, eficiência, custos e adequação às necessidades do empreendimento. A planta baixa da planta de montagem é apresentada na Figura 4.28 e um corte vertical da planta de montagem apresentado na Figura 4.29.

Figura 4.28 – Planta Baixa da Planta de Montagem.



Fonte: OTIS.

Figura 4.29 – Corte Vertical da Planta de Montagem.



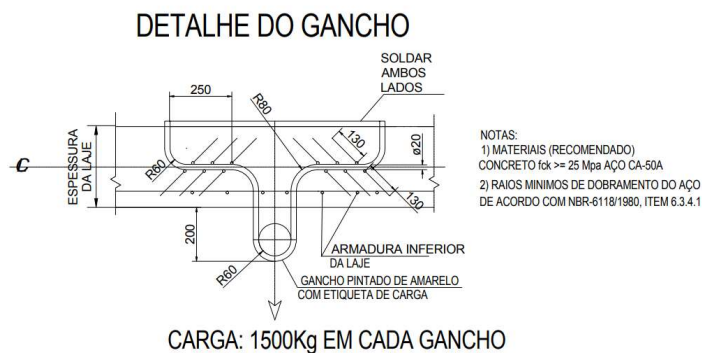
Fonte: OTIS.



Esse modelo oferece uma capacidade de até 6 pessoas e uma velocidade máxima de  $1,0m/s$ , atendendo à demanda estimada de passageiros do edifício e proporcionando um transporte rápido e eficiente de pessoas e cargas. Ademais, o modelo dispensa a construção de uma casa de máquinas no último pavimento, economizando recursos e mantendo a volumetria para o prédio definido no projeto arquitetônico.

O elevador e as máquinas são fixados à laje, e a transmissão de cargas é feita por meio de ganchos. Informações sobre os ganchos são apresentadas nas Figuras 4.30 e 4.31, e também na Tabela 4.4.

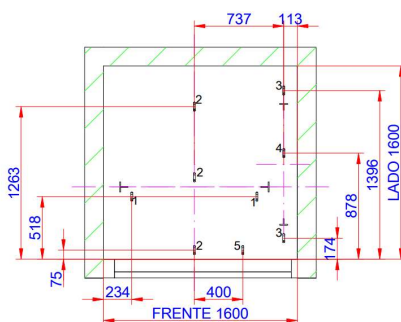
Figura 4.30 – Detalhe do Gancho da Planta de Montagem.



Fonte: OTIS.

Figura 4.31 – Planta dos Ganchos no Teto do Poço da Planta de Montagem.

#### PLANTA DOS GANCHOS NO TETO DO POÇO



Fonte: OTIS.

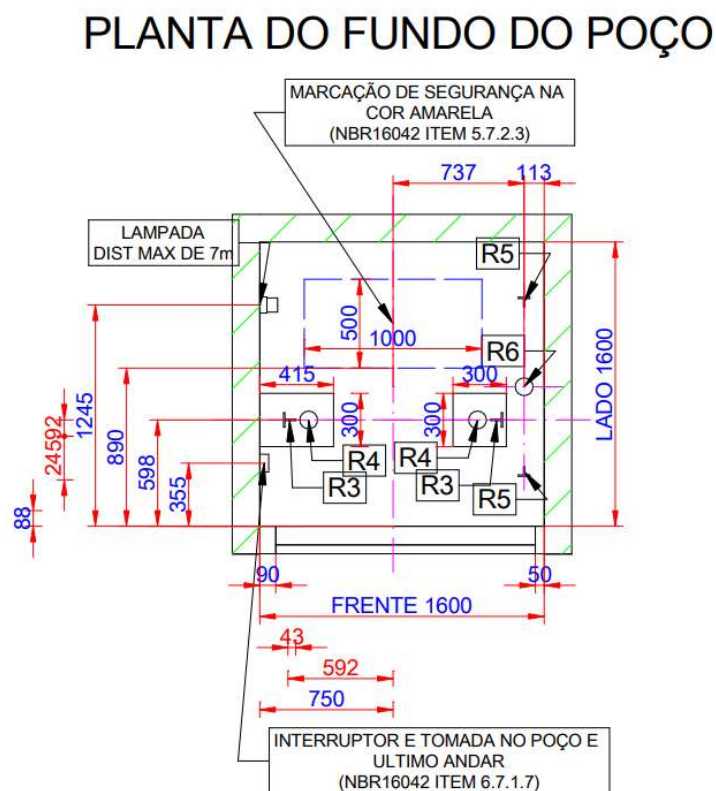
Tabela 4.4 – Tabela de Ganchos da Planta de Montagem.

TABELA DE GANCHOS	
Nº	UTILIDADE
1	GUIAS DO CARRO
2	CABOS DE TRAÇÃO
3	GUIAS DO CWT
4	MAQUINA
5	LINHA DE VIDA

Fonte: OTIS.

Há também a transmissão de cargas para a laje do fundo do poço, cuja dissipação de esforços é feita ao solo. A planta do fundo do poço da planta de montagem é apresentada na Figura 4.32.

Figura 4.32 – Planta do Fundo do Poço da Planta de Montagem.



Fonte: OTIS.

As reações da planta de montagem são apresentadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Reações da Planta de Montagem.

PONTO	REAÇÕES (kg)
R1	45
R2	10
R3	1486
R4	2972
R5	1128
R6	5280
P11	1150

Fonte: OTIS.

Em suma, o modelo Gen2 Confort foi escolhido devido à sua capacidade, eficiência e segurança. As cargas exercidas na estrutura do prédio foram dimensionadas para garantir a estabilidade e a integridade do empreendimento.

## 5 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A concepção estrutural na Engenharia Civil é essencial para projetar edificações que sejam seguras, estáveis e funcionais. Envolve a análise das forças e cargas que atuam na estrutura, seguida pelo dimensionamento adequado dos elementos, como vigas, pilares e lajes, para garantir que possam suportar essas cargas. A escolha dos materiais certos, como concreto armado ou aço, é crucial para garantir resistência e durabilidade. A segurança dos ocupantes e a integridade da estrutura são prioridades, considerando inclusive situações extremas como incêndios e terremotos. O projeto busca eficiência, otimizando o uso de materiais e reduzindo custos. A estabilidade global da estrutura, seu comportamento sísmico, a durabilidade ao longo do tempo e a incorporação de inovações tecnológicas são elementos-chave. Em resumo, a concepção estrutural une análise, dimensionamento, materiais, segurança e inovação para criar edificações confiáveis e duráveis.

### 5.1 Diretrizes da concepção estrutural

A princípio, optou-se por utilizar os perfis de aço confeccionados pela Gerdau para as vigas principais, vigas secundárias e pilares, já que a empresa domina o mercado no Brasil, com maior e melhor rede de distribuição, melhores preços e qualidades de produtos e apresenta tabelas informativas completas de fácil leitura e compreensão sobre o acervo de seus produtos. Tendo isso em mente, adotou-se, em uma primeira análise, um comprimento máximo para os vãos entre pilares, onde se instalarão vigas, de 12 metros, já que essa é a dimensão dos perfis fabricados e distribuídos pela Gerdau. Ademais, apesar de haver um projeto arquitetônico definido, que limita de forma considerável as opções de concepções que podem ser desenvolvidas, levou-se em consideração a possibilidade de evitar desperdícios dos perfis no processo de fabricação dos elementos estruturais, tentando

adotar vãos entre os pilares nos quais seria possível dividir um perfil de 12 metros minimizando as sobras.

A fim de evitar que seja necessário adotar perfis com grandes seções transversais para as vigas, consequentemente prejudicando o projeto arquitetônico e principalmente seu pé direito, foi feito uma análise de projetos semelhantes em estruturas metálicas, onde contatou-se que vãos entre pilares menores que 8 metros seriam, a princípio, suficientes para evitar tais complicações. Nesse mesmo sentido, com a intenção de obter uma estrutura simples, de fácil e rápida montagem, que permite modificações no projeto arquitetônico (disposição de cômodos) caso seja solicitado, tendo em mente o aumento da economia de capital na execução, convencionou-se, a partir da análise de outros projetos, que uma distância ideal mínima para os vãos entre pilares (quando possível) seria 5 metros.

Para as lajes, adotou-se o sistema de Steel Deck, que proporciona maior rapidez de execução quando comparado ao sistema convencional de lajes em concreto armado. Isso se deve por alguns motivos, em primeiro lugar, pelo fato de o sistema já apresentar chapas metálicas com função estrutural que servem como formas para a concretagem, ademais, caso seja respeitado os limites de espaçamento de vigas secundárias do catálogo do fabricante, não há a necessidade de escoramento das lajes durante a cura do concreto. Para o presente projeto, adotou-se vigas secundárias suficientes para evitar o escoramento, que distribuem as cargas das lajes para uma maior quantidade de vigas, evitando que alguns perfis prejudiquem o pé direito do projeto arquitetônico.

Além disso, a fim de proporcionar uma melhor interação entre as lajes em Steel Deck e os elementos estruturais em que o sistema estará apoiado, serão soldados pinos stud bolts nas mesas das vigas, que posteriormente estarão internas à seção concretada da laje.

Esses elementos garantem maior rigidez para a estrutura global do edifício contra esforços horizontais. Isso se deve ao fato da laje, que apresenta uma

interação mais rígida com as vigas, servir como um diafragma rígido para a estrutura, distribuindo esforços horizontais (advindos de esforços de ventos) de maneira igualitária pelos pilares, garantindo que a estrutura reaja de maneira similar em todos os pontos.

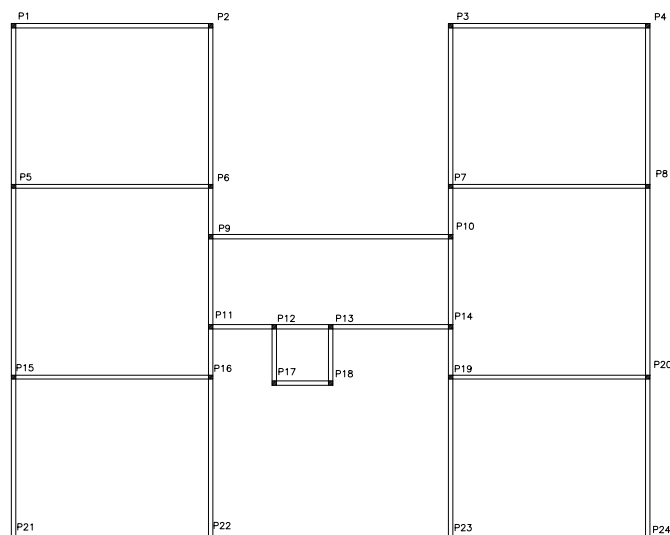
É importante ressaltar que, para as análises de dimensionamento, os conectores de cisalhamento apenas farão o travamento do movimento horizontal entre a laje e as vigas abaixo, omitindo o efeito benéfico do comportamento misto aço-concreto, onde ambos os materiais apresentariam um desempenho mais eficiente.

Outra contribuição importante das lajes é que estas farão o travamento dos pórticos, já que estas têm uma interação rígida com as vigas. Essa contribuição somada ao fato de o edifício não ser esbelto e apresentar poucos pavimentos garante grande estabilidade para a estrutural global, evitando, a princípio, a necessidade de outros sistemas de contraventamento que possivelmente prejudicariam a estética e o bom funcionamento do projeto arquitetônico.

## **5.2 Lançamento dos pilares, vigas, lajes, escadas e cobertura**

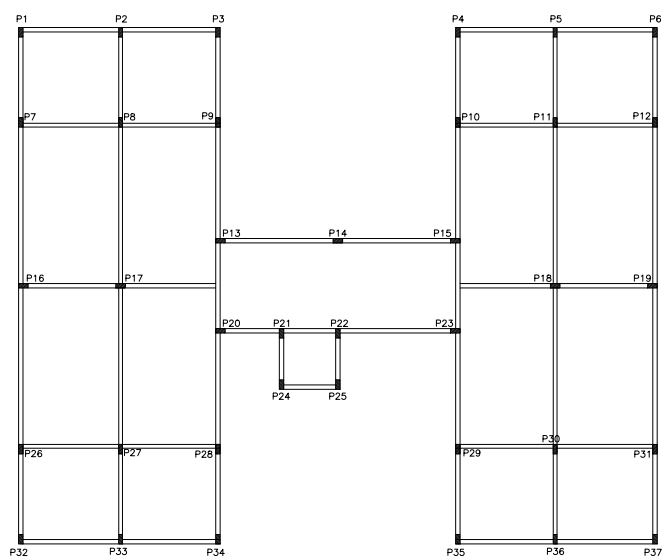
A partir das informações iniciais, iniciou-se o lançamento dos pilares da edificação, confeccionando, a princípio, duas concepções para o pavimento tipo, as quais foram feitas por 2 subgrupos da própria equipe, sem contato entre si. A ideia por trás desse processo foi obter concepções distintas com ideias totalmente diferentes, e, a partir disso, combinar os pontos fortes de ambas as concepções. As duas plantas são mostradas nas Figuras 5.1 e 5.2, sendo que as dimensões dos pilares e vigas não condizem com o pré-dimensionamento.

Figura 5.1 – 1ª Conceção Estrutural.



Fonte: Dos autores (2023).

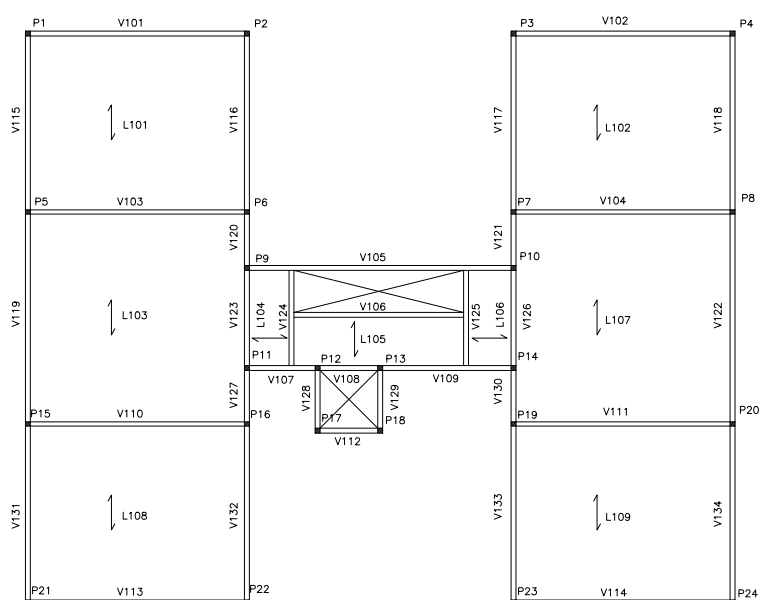
Figura 5.2 – 2ª Conceção Estrutural.



Fonte: Dos autores (2023).

Após apresentação de ambos os desenhos e posterior discussão, chegou-se em um consenso para a concepção estrutural do pavimento tipo, conforme a Figura 5.3.

Figura 5.3 – Concepção Estrutural do pavimento tipo.

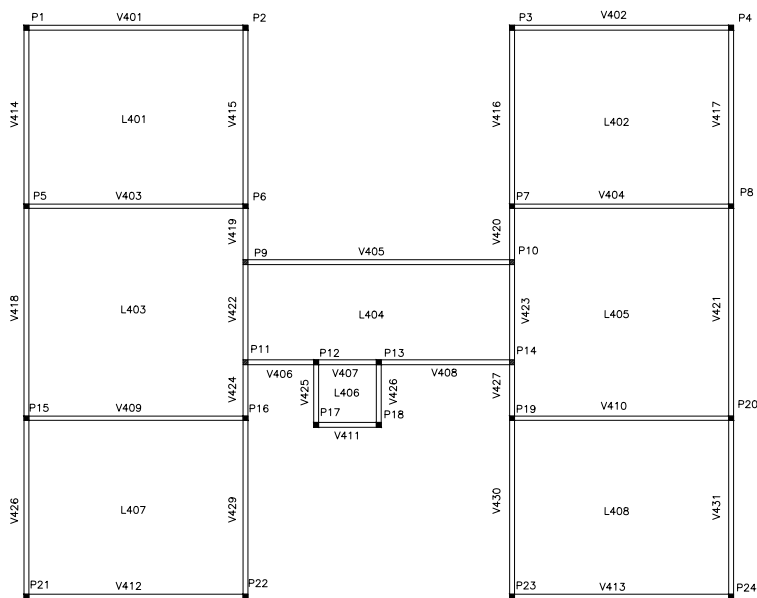


Fonte: Dos autores (2023).

A fim de obter maior facilidade na execução e montagem da estrutura, optou-se por manter a concepção estrutural de outros pavimentos semelhantes ao pavimento tipo. O pavimento térreo, por exemplo, manteve-se igual ao tipo. Já a cobertura apresentou pequenas mudanças, devido ao fato da escada ser interrompida no último pavimento, como mostrado na Figura 5.4.



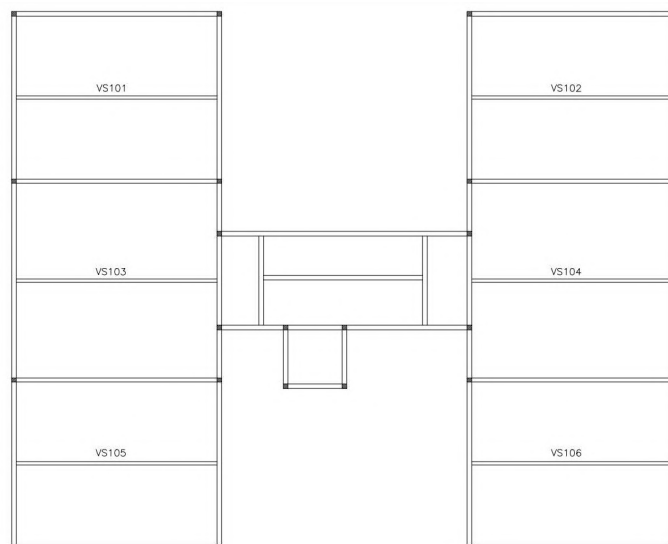
Figura 5.4 – Concepção Estrutural da cobertura.



Fonte: Dos autores (2023).

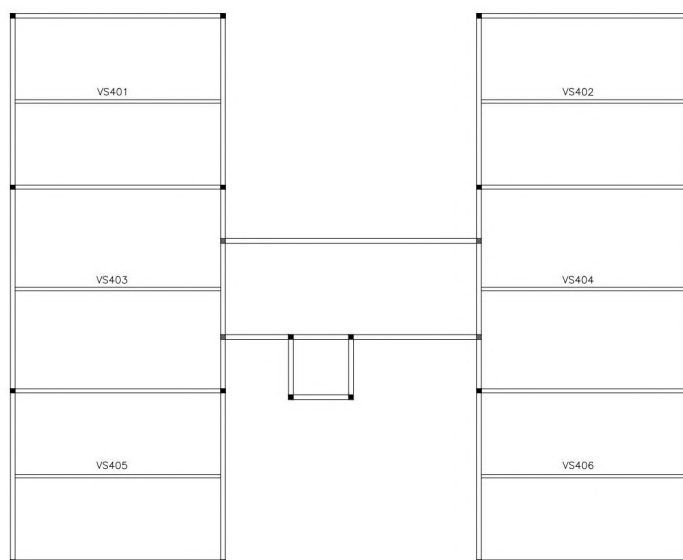
Em seguida, foram locadas as vigas secundárias do pavimento tipo e da cobertura, atentando-se para o espaçamento máximo, evitando assim a utilização de escoras na execução, mantendo a simetria dos espaçamentos, como se pode observar nas Figuras 5.5 e 5.6.

Figura 5.5 – 1º Conceção das Vigas Secundárias (Pavimento Tipo).



Fonte: Dos autores (2023).

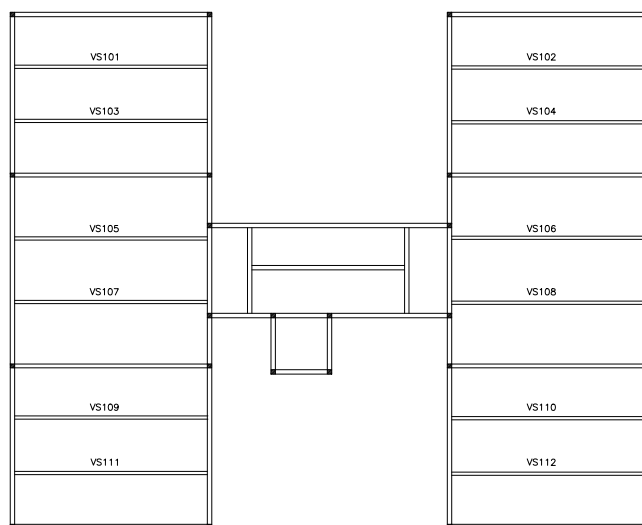
Figura 5.6 – 1º Conceção das Vigas Secundárias (Cobertura).



Fonte: Dos autores (2023).

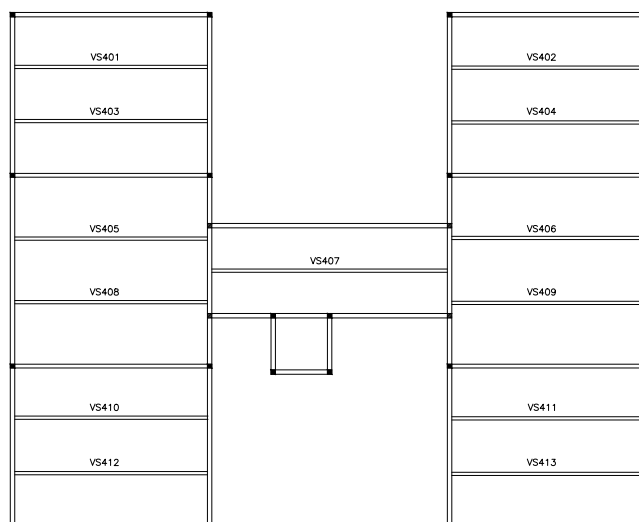
Como foi utilizado o espaçamento máximo para que não seja necessário a utilização de escoras, após o dimensionamento, verificou-se que esse sistema estrutural não estava eficiente, com uma má distribuição das cargas das lajes pela estrutura, acarretando em vigas com grande variação de perfis, alguns deles prejudicando o pé direito de  $2,60m$  e o devido uso dos cômodos dos apartamentos. Portanto, foi feita uma segunda concepção estrutural para as vigas secundárias, desta vez com dois destes elementos em cada um dos vãos principais e uma viga secundária acrescentada no vão da laje 404, situada na cobertura. Conforme Figuras 5.7 e 5.8.

Figura 5.7 – 2ª Concepção das Vigas Secundárias (Pavimento Tipo).



Fonte: Dos autores (2023).

Figura 5.8 – 2º Conceção das Vigas Secundárias (Cobertura).



Fonte: Dos autores (2023).

Feita esta modificação, verificou-se com o dimensionamento que a estrutura estava muito mais eficiente, contando com perfis padronizados para a maioria das vigas principais e para todas as vigas secundárias, facilitando o controle e administração do canteiro de obras e diminuindo as chances de equívocos durante a montagem da estrutura. Outro ponto positivo da nova concepção das vigas secundárias foi a diminuição da carga total de aço da estrutura, efeito da maior eficiência na distribuição de cargas da estrutura. Além disso, mitigou-se os problemas relacionados ao pé direito do edifício, onde as vigas não mais prejudicam o uso dos cômodos.

Ainda sobre as vantagens da nova concepção, observou-se que a chapa metálica das lajes em Steel Deck não necessitariam mais ter uma espessura de  $1,25mm$ , a maior dimensão no catálogo do fabricante, passando a ter  $0,80mm$  de espessura, a menor dimensão do catálogo do fabricante. Este é um progresso significativo para o orçamento do projeto, pois, segundo cotações realizadas para

a região metropolitana de São Paulo, referente ao Steel Deck em aço galvanizado ASTM A653 Grau 40, obteve-se os seguintes preços apresentados na Tabela 5.1.

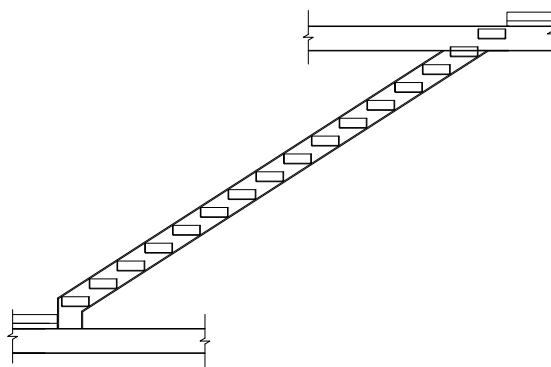
Tabela 5.1 – Cotação Lajes Steel Deck.

COTAÇÃO LAJE STEEL DECK			
Espessura da chapa(mm)	Tipo de aço	Preço(m)	Preço(m <sup>2</sup> )
0,80	ASTM A36 GRAU 40	R\$ 95,00	R\$ 110,00
1,25	ASTM A36 GRAU 40	R\$ 158,00	R\$ 185,00

Obtendo assim uma redução percentual de 40% sobre o valor da laje de 1,25mm, anteriormente adotada, além da redução do peso próprio do elemento estrutural.

Elaborou-se também uma concepção estrutural para as escadas, que está apresentada na Figura 5.9, a partir de um corte transversal, afim de facilitar o entendimento.

Figura 5.9 – Concepção Estrutural de um lance de escadas.

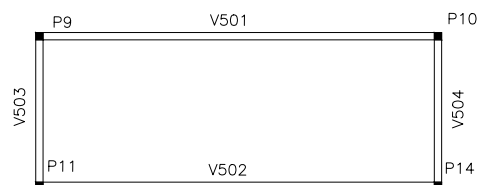


Fonte: Dos autores (2023).

Posteriormente, fez-se a concepção estrutural para as caixas d'água. Nas Figuras 5.10 e 5.11 estão apresentados a laje que estará sobre os reservatórios e

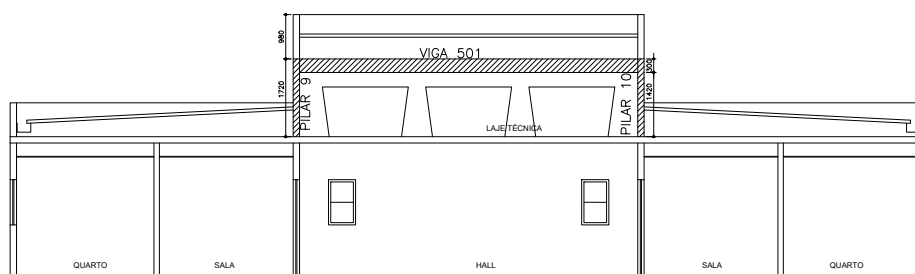
também um corte transversal esquemático para melhor entendimento da disposição dos elementos sobre a estrutura.

Figura 5.10 – Concepção estrutural da laje sobre os reservatórios d'água.



Fonte: Dos autores (2023).

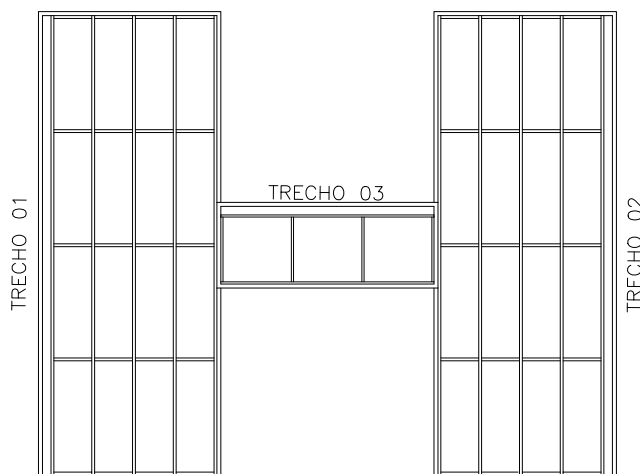
Figura 5.11 – Concepção Estrutural - Corte Transversal da Estrutura para alocação das caixas d'água.



Fonte: Dos autores (2023).

Por fim, fez-se a concepção estrutural para o telhado, coberto em telha do tipo sanduíche de 6 metros de comprimento, apoiadas em terças e estas apoiadas em treliças. Os desenhos são divididos em três trechos para facilitar a compreensão, como se pode observar na Figura 5.12.

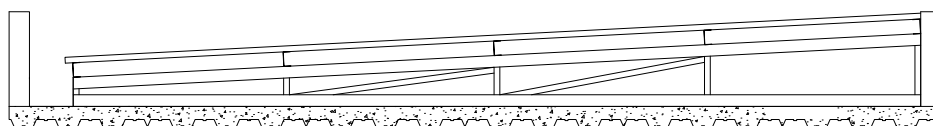
Figura 5.12 – Concepção Estrutural do telhado.



Fonte: Dos autores (2023).

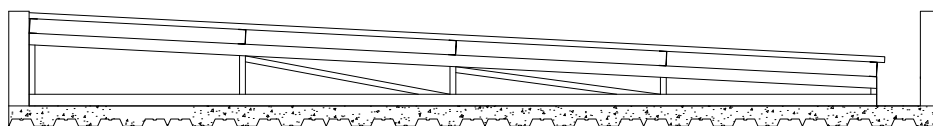
Nas Figuras 5.13, 5.14 e 5.15 são apresentados cortes referentes aos Trechos 1, 2 e 3, respectivamente, no intuito de facilitar a visualização dos elementos.

Figura 5.13 – Concepção Estrutural do Trecho 1 do telhado.



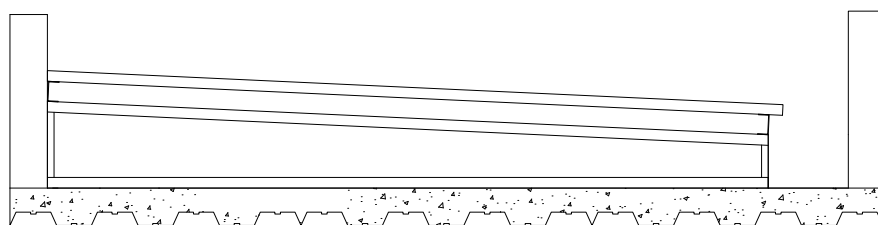
Fonte: Dos autores (2023).

Figura 5.14 – Concepção Estrutural do Trecho 2 do telhado.



Fonte: Dos autores (2023).

Figura 5.15 – Concepção Estrutural do Trecho 3 do telhado.



Fonte: Dos autores (2023).

### 5.3 Modelagem da estrutura no Tekla Structures

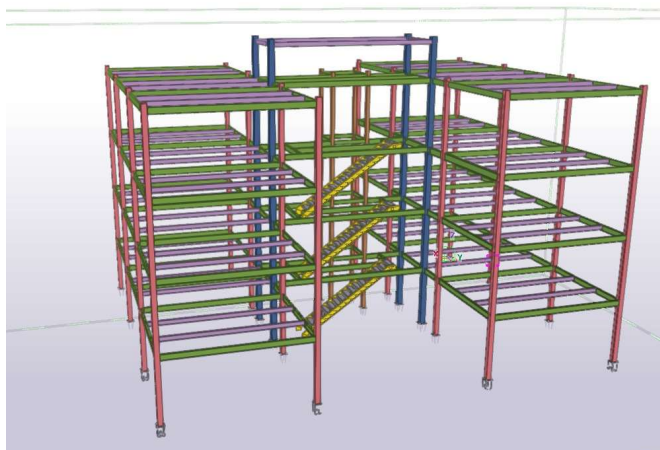
Uma das principais vantagens de utilizar o Tekla Structures é a sua capacidade de criar modelos tridimensionais altamente detalhados e precisos de estruturas. Isso permite uma visualização clara e abrangente de todos os elementos da estrutura, desde vigas e colunas até parafusos e conexões. Essa representação visual facilita a detecção de conflitos e erros no projeto, o que ajuda a evitar problemas de construção e custos adicionais associados a retrabalhos.

Outra vantagem significativa é a capacidade de gerar automaticamente listas de materiais e relatórios a partir do modelo Tekla. Isso simplifica o processo de quantificação de materiais e a elaboração de documentos para aquisição e construção, garantindo que os recursos sejam alocados de forma eficiente e que o projeto seja executado conforme o planejado.



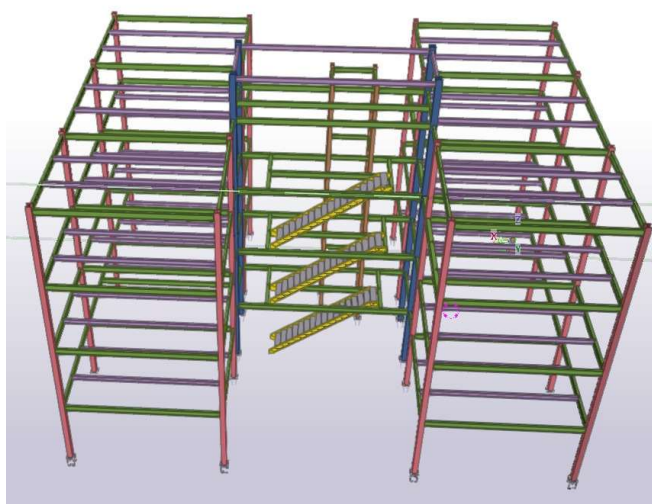
Sabendo dessas vantagens, realizou-se a modelagem da estrutura no referido software e apresenta-se as Figuras 5.16 a 5.21.

Figura 5.16 – Modelagem da estrutura no software - vista 1.



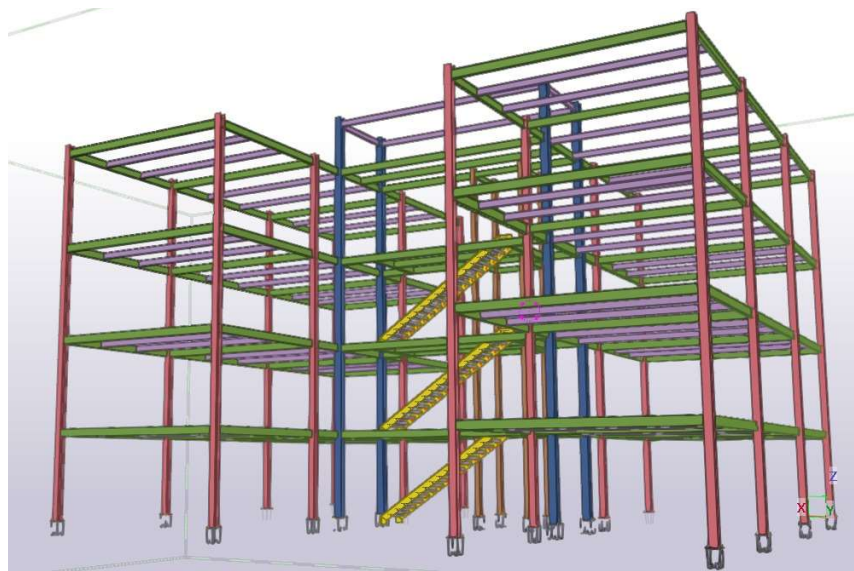
Fonte: Dos autores (2023).

Figura 5.17 – Modelagem da estrutura no software - vista 2.



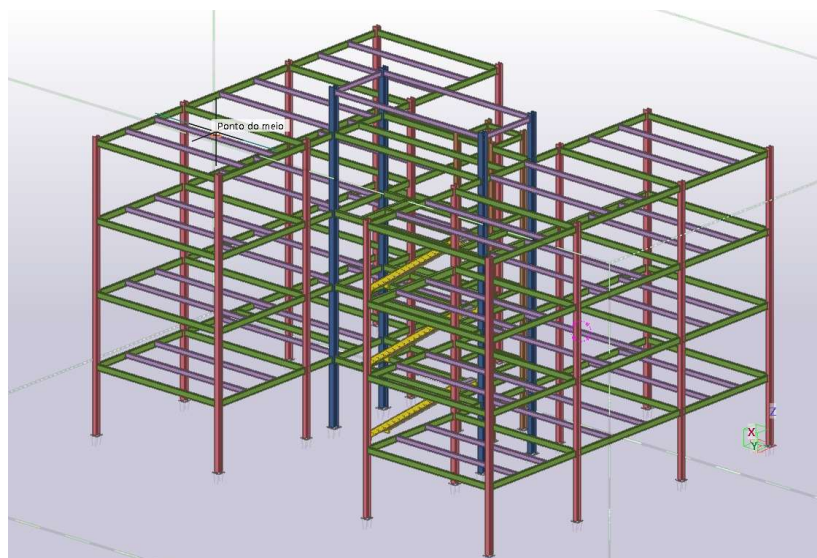
Fonte: Dos autores (2023).

Figura 5.18 – Modelagem da estrutura no software - vista 3.



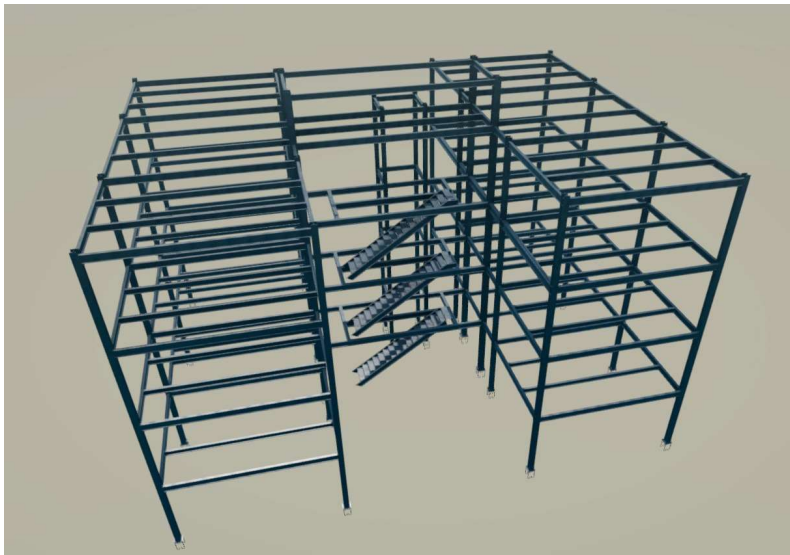
Fonte: Dos autores (2023).

Figura 5.19 – Modelagem da estrutura no software - vista 4.



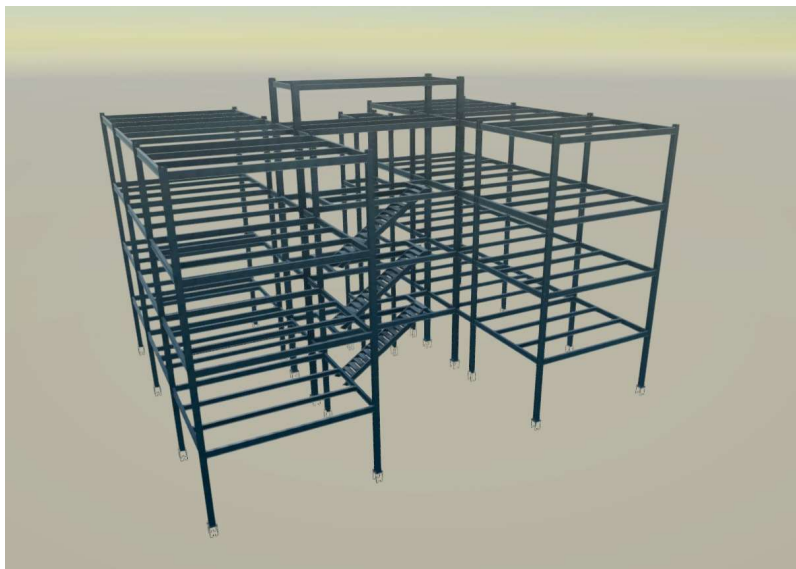
Fonte: Dos autores (2023).

Figura 5.20 – Modelagem da estrutura no software - vista 5.



Fonte: Dos autores (2023).

Figura 5.21 – Modelagem da estrutura no software - vista 6.



Fonte: Dos autores (2023).

#### 5.4 Modelagem da estrutura no CypeCAD e Metálicas 3D

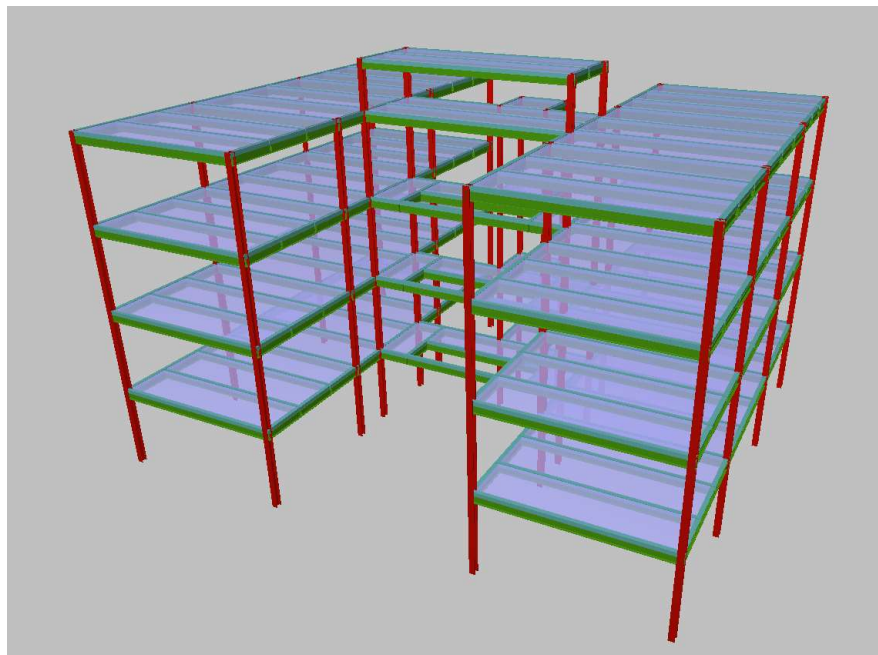
No dimensionamento estrutural, a utilização de softwares especializados, como o CypeCAD e o Metálicas 3D, é de grande valia para garantir a eficiência e segurança das estruturas construídas. Dentre as vantagens dessas ferramentas em relação às análises manuais é a precisão no cálculo das cargas, análise de tensões e dimensionamento de elementos estruturais.

Em primeiro lugar, o uso desses softwares permite uma análise detalhada e minuciosa das condições de carga que atuam sobre a estrutura, levando em consideração fatores como vento, peso próprio da estrutura, sobrecargas, entre outros. Essa precisão na análise ajuda a evitar o superdimensionamento ou subdimensionamento dos elementos estruturais, resultando em economia de materiais e, conseqüentemente, redução de custos.

Outro ponto importante é a rapidez e eficiência no processo de dimensionamento. Softwares como o Cypecad e o Metálicas 3D automatizam muitas etapas do cálculo, economizando tempo e reduzindo a margem de erro.

Uma das vantagens do CypeCAD em relação ao Metálicas 3D é a possibilidade do lançamento de Lajes Steel Deck, bem como a análise dos deslocamentos e estabilidade da estrutura em relação ao vento. A fim de obter e analisar se os deslocamentos obtidos na estrutura estão satisfatórios, foi lançada a estrutura no programa. Na Figura 5.22, é possível ver a estrutura no software em questão, incluindo as lajes previamente dimensionadas.

Figura 5.22 – Estrutura no software.



Fonte: Dos autores (2023).

É importante ressaltar que, assim como visto na imagem, a escada não foi lançada diretamente na modelagem, mas sim, de forma indireta, aplicando apenas suas cargas nos nós.

Lançada a estrutura, analisaram-se os deslocamentos e constatou-se que os mesmos estavam de acordo com os limites.

## **6 PRÉ-DIMENSIONAMENTO**

### **6.1 Cargas atuantes na estrutura**

#### **6.1.1 Quantificação das ações nas lajes do edifício**

O presente memorial descreve os procedimentos para determinação e aplicação dos carregamentos em uma estrutura de aço de acordo com a Norma Brasileira ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. De forma que a norma define diferentes tipos de carregamentos que devem ser considerados no projeto de uma estrutura de aço. Esses carregamentos podem ser divididos em permanentes, variáveis e especiais, sendo adotado no projeto em questão os seguintes:

- Carregamentos Permanentes: são aqueles que atuam de forma constante e contínua sobre a estrutura, como o peso próprio da estrutura metálica, o peso das paredes, revestimentos, equipamentos fixos e outros elementos estáticos presentes na edificação;
- Carregamentos Variáveis: são aqueles que podem variar ao longo do tempo, como a carga de pessoas, móveis, equipamentos móveis e cargas climáticas (vento, neve, etc.). Esses carregamentos são considerados conforme critérios estabelecidos pela norma, levando em conta a função da estrutura.

Além disso, a norma estabelece as combinações de carregamentos que devem ser consideradas para o projeto da estrutura de aço. Essas combinações consideram diferentes situações de carga que a estrutura pode enfrentar. Sendo que durante a realização do projeto utilizou-se duas combinações de ações diferentes, entre elas estão a combinação última normal e combinação quase permanente de serviço, de modo que a Tabela 6.1 informa os coeficientes de ponderação referentes a tipologia do carregamento.



Tabela 6.1 – Valores dos coeficientes de ponderação.

Tabela 1 — Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f2}$						
Ações permanentes ( $\gamma_p$ ) <sup>a,c</sup>						
Combinações	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 ( $\gamma_v$ ) <sup>a,d</sup>						
	Efeito da temperatura <sup>b</sup>	Ação do vento	Ações truncadas <sup>e</sup>	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		
<sup>a</sup> 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.						
<sup>b</sup> O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.						
<sup>c</sup> 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/m <sup>2</sup> , 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.						
<sup>d</sup> 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/m <sup>2</sup> , 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.						
<sup>e</sup> 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 8800:2008.

Tabela 6.2 – Valores dos fatores de combinação e redução.

Tabela 2 — Valores dos fatores de combinação  $\psi_0$  e de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$  para as ações variáveis

Ações		$\gamma_{f2}$ <sup>a</sup>		
		$\psi_0$	$\psi_1$ <sup>d</sup>	$\psi_2$ <sup>e</sup>
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 <sup>b</sup>	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 <sup>c</sup>	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

<sup>a</sup> Ver alínea c) de 4.7.5.3.

<sup>b</sup> Edificações residenciais de acesso restrito.

<sup>c</sup> Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

<sup>d</sup> Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar  $\psi_1$  igual a 1,0.

<sup>e</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para  $\psi_2$  o valor zero.

Fonte: ABNT 8800:2008.

- Combinação última normal:

A combinação última normal é empregada para determinar como a estrutura se comporta quando está prestes a atingir sua ruptura. Para esse propósito, as cargas permanentes e variáveis são ampliadas, levando em conta possíveis situações extremas. A fórmula para calcular essa combinação, conforme extraída da NBR 8800:2008 é apresentada na Equação 6.1, sendo composta por três partes somadas entre si. A primeira parte representa o próprio peso da própria estrutura. A segunda parte diz respeito à principal carga variável que atua na estrutura. A terceira parte abrange todas as outras cargas variáveis adicionais que afetam a estrutura.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (6.1)$$

- Combinação quase permanente de serviço:

A combinação quase permanente de serviço é empregada para analisar o comportamento a longo prazo e a aparência da construção, incluindo aspectos como o deslocamento da estrutura ao longo do tempo. Portanto, é essencial considerar os valores reais das cargas presentes na estrutura. Nesse sentido, o peso próprio da estrutura não é multiplicado por coeficientes de ponderação na equação, e as cargas variáveis não são consideradas em sua totalidade. Isso significa que o coeficiente de ponderação é inferior a um, resultando em uma redução na carga aplicada. A fórmula utilizada para essa combinação, conforme Equação 6.2, consiste em duas partes a serem somadas. A primeira parte engloba o peso próprio da estrutura, enquanto a segunda parte abrange as ações variáveis.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (6.2)$$

A seguir segue a quantificação dos elementos estruturais constituintes do projeto.



Na Tabela 6.3 segue a quantificação das ações nas lajes do pavimento “tipo”, inclusive suas combinações.

Tabela 6.3 – Quantificação das ações - Lajes do pavimento tipo.

AÇÕES NA ESTRUTURA								
LAJES PAVIMENTO TIPO								
Nº DA LAJE	DIMENSÕES DA LAJE (M)	ÁREA DA LAJE (M²)	USO	CARGA DE USO ADOTADA (KN/M²) "q"	CARGA DE PAREDE SOBRE A LAJE (KN/M) "g"	CARGA DE FORRO SOBRE A LAJE (KN/M²) "g"	CARGA DE REVESTIMENTO SOBRE A LAJE (KN/M²) "g"	COMBINAÇÃO ÚLTIMA NORMAL (KN/M)
101	6,26x5,10	31,93	QUARTO-ÁREA DE SERVIÇO COZINHA, BANHEIRO-SALA	2,00	0,45	0,15	1,00	5,26
102	6,26x5,10	31,93	QUARTO-ÁREA DE SERVIÇO COZINHA, BANHEIRO-SALA	2,00	0,45	0,15	1,00	5,26
103	6,26x6,06	37,94	QUARTO-SALA	1,50	0,45	0,15	1,00	4,51
104	2,86x2,02	5,78	CORREDOR DE USO COMUM	3,00	0,00	0,15	1,00	6,20
105	5,00x1,52	7,60	CORREDOR DE USO COMUM	3,00	0,00	0,15	1,00	6,20
106	2,86x2,02	5,78	CORREDOR DE USO COMUM	3,00	0,00	0,15	1,00	6,20
107	6,26x6,06	37,94	QUARTO-SALA	1,50	0,45	0,15	1,00	4,51
108	6,26x5,10	31,93	QUARTO-ÁREA DE SERVIÇO COZINHA, BANHEIRO-SALA	2,00	0,45	0,15	1,00	5,26
109	6,26x5,10	31,93	QUARTO-ÁREA DE SERVIÇO COZINHA, BANHEIRO-SALA	2,00	0,45	0,15	1,00	5,26

Fonte: Dos autores (2023).

- Quantificação das ações para uma das lajes mais solicitada: Laje 105.

Com auxílio da ABNT NBR 6120:2019 é possível determinar os carregamentos presentes no elemento estrutural. Sendo no caso da tabela em questão, primeiramente a carga variável de uso, que em locais com 1 ou mais uso foi adotado o maior valor, por questões de segurança, na laje 105 a carga de uso é igual a  $3,00 \text{ Kn/m}^2$ . Ademais, quantificou-se as cargas permanentes sobrepostas sob a laje, tendo o revestimento valor de  $1 \text{ Kn/m}^2$ , a carga do forro de gesso igual  $0,15 \text{ Kn/m}^2$ , e por fim a carga das paredes de drywall sob o elemento, que na laje em questão é igual a  $0,00 \text{ Kn/m}^2$ .

De maneira seguinte realizou-se às combinação, última normal e quase permanente de serviço, com seus respectivos fatores de redução ou majoração presente na Tabela 6.1, se tratando de estruturas de aço.

- Combinação última normal:
  - Carga permanente do drywall - Fator = 1,25
  - Carga permanente do forro - Fator = 1,30
  - Carga permanente do revestimento - Fator = 1,5
  - Carga variável do uso - Fator = 1,5

$$- F_d = 0,00 \times 1,25 + 0,15 \times 1,3 + 1 \times 1,5 + 3 \times 1,5 = \mathbf{6,20Kn/m^2}$$

OBS: Vale destacar que cargas de mesma natureza podem ser combinadas em conjunto, como feito acima.

- Combinação quase permanente de serviço:

Esta combinação não utiliza fatores para carregamento permanente e utiliza o coeficiente de redução  $\psi_2$  para as cargas variáveis.

$$- F_d = (0,00 + 0,15 + 1) + 3 \times 0,3 = \mathbf{2,05Kn/m^2}$$

De maneira análoga à descrita acima, realizou o mesmo procedimento para todas as lajes, inclusive as da cobertura (com suas particularidades), destaque para laje 404 que tem carregamento dos reservatórios de água do edifício, conforme apresentado na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Quantificação das ações - Lajes da cobertura.

AÇÕES NA ESTRUTURA									
LAJES COBERTURA									
Nº DA LAJE	DIMENSÕES DA LAJE (m)	ÁREA DA LAJE (m²)	USO	CARGA DE USO ADOTADA (KN/m²) "q"	CARGA DO TELHADO SOBRE A LAJE (KN/m²) "p" (ESTRUTURA + TELHA)	CARGA DE FORRO SOBRE A LAJE (KN/m²) "r"	CARGA DO RESERVATÓRIO SOBRE A LAJE (KN/m²) "s"	COMBINAÇÃO ÚLTIMA NORMAL (KN/m²)	COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE (KN/m²)
401	6,26x5,10	31,93	COBERTURA	1,00	0,23	0,15	0,00	1,38	0,68
402	6,26x5,10	31,93	COBERTURA	1,00	0,23	0,15	0,00	1,38	0,68
403	6,26x5,06	31,84	COBERTURA	1,00	0,23	0,15	0,00	1,38	0,68
404	3,86x7,62	21,79	COBERTURA	1,00	0,23	0,15	2,89	1,38	3,57
405	6,26x5,06	31,84	COBERTURA	1,00	0,23	0,15	0,00	1,38	0,68
406	1,73x1,79	3,20	COBERTURA	1,00	0,23	0,15	0,00	1,38	0,68
407	6,26x5,06	31,84	COBERTURA	1,00	0,23	0,15	0,00	1,38	0,68
408	6,26x5,10	31,93	COBERTURA	1,00	0,23	0,15	0,00	1,38	0,68
409	6,26x5,10	31,93	COBERTURA	1,00	0,23	0,15	0,00	1,38	0,68

Fonte: Dos autores (2023).

### 6.1.2 Quantificação das ações nas vigas principais

Na Tabela 6.5 segue a quantificação das ações nas vigas do pavimento “tipo”, inclusive suas combinações em “ELU”.

Tabela 6.5 – Quantificação de ações vigas principais - Pavimento Tipo.

QUANTIFICAÇÃO DAS CARGAS NAS VIGAS PRINCIPAIS						
VIGA	VÃO LIVRE(M)	CARREGAMENTO ADVINDOS DA LAJE SOBRE A VIGA(KN)	PESO PRÓPRIO DA VIGA(G)(KN/M)	PAREDE STEEL FRAME SOBRE A VIGA(G)(KN)	CARREGAMENTO TOTAL DISTRIBUÍDO SOBRE A VIGA(ELU)(KN/M)	CARGA PONTUAL DA VIGA SECUNDÁRIA SOBRE VIGA PRINCIPAL(G)(KN)
V101	6,26	48,56	0,19	28,44	12,33	0,00
V102	6,26	48,56	0,19	28,44	12,33	0,00
V103	6,26	66,24	0,19	14,69	12,96	0,00
V104	6,26	66,24	0,19	14,69	12,96	0,00
V105	7,62	0,00	0,23	34,76	4,59	V124/2 e v125/2
V106	4,99	37,67	0,15	0,00	7,58	0,00
V107	2,02	5,58	0,06	8,74	7,12	V124/2
V108	1,79	11,32	0,05	7,67	10,64	0,00
V109	3,81	18,54	0,11	3,43	5,79	V125/2
V110	6,26	66,24	0,19	14,69	12,96	0,00
V111	6,26	66,24	0,19	14,69	12,96	0,00
V112	1,79	0,00	0,05	7,67	4,31	0,00
V113	6,26	48,56	0,19	28,44	12,33	0,00
V114	6,26	48,56	0,19	28,44	12,33	0,00
V115	5,10	0,00	0,15	23,10	4,68	V5101/2 E V5103/2
V116	5,10	0,00	0,15	23,10	4,68	V5101/2 E V5103/2
V117	5,10	0,00	0,15	23,10	4,68	V5101/2 E V5103/2
V118	5,10	0,00	0,15	23,10	4,68	V5101/2 E V5103/2
V119	6,06	0,00	0,18	27,61	4,74	V5105/2 E V5107/3
V120	1,60	0,00	0,05	6,83	4,32	0,00
V121	1,60	0,00	0,05	6,83	4,32	0,00
V122	6,06	0,00	0,18	27,61	4,74	V5106/2 E V5108/3
V123	2,86	17,64	0,09	12,64	10,62	V5105/2 E V5107/3
V124	2,86	17,64	0,09	0,00	6,20	0,00
V125	2,86	17,64	0,09	0,00	6,20	0,00
V126	2,86	17,64	0,09	12,64	10,62	V5106/2 E V5108/3
V127	1,60	0,00	0,05	6,83	4,32	0,00
V128	1,79	0,00	0,05	7,67	4,31	0,00
V129	1,79	0,00	0,05	7,67	4,31	0,00
V130	1,60	0,00	0,05	6,83	4,32	0,00
V131	5,10	0,00	0,15	23,10	4,68	V5109/2 E V5111/2
V132	5,10	0,00	0,15	23,10	4,68	V5109/2 E V5111/2
V133	5,10	0,00	0,15	23,10	4,68	V5109/2 E V5111/2
V134	5,10	0,00	0,15	23,10	4,68	V5109/2 E V5111/2

Fonte: Dos autores (2023).

- Quantificação de ações para a viga 103:

Para o cálculo dos carregamentos presentes nas vigas, foi necessário realizar uma separação entre carregamento uniformemente distribuído e carregamento pontual (advindo das vigas secundárias adotadas na concepção do projeto) para realização das combinações.

Primeiramente, como demonstrado na Tabela 6.5, determinou-se o vão “livre” das vigas, que no exemplo em questão é de 6,26m (entre eixos). Posteriormente, com auxílio da tabela de quantificação das ações nas lajes, determinou-se a ação da laje na viga (V103), que sofre influência das lajes 101 e 103:

Carga já combinada “ELU” laje 101 =  $5,26Kn/m^2$

Carga já combinada “ELU” laje 103 =  $4,51Kn/m^2$

Peso próprio da laje “steel deck”  $2,79Kn/m^2F$  segundo fabricante “Met-form” (Fator para combinação “ELU” 1,35)

Área de influência da laje 101 na V103 -  $3,35m^2$

Área de influência da laje 103 na V103 -  $4,35m^2$

Vigas para apoio da laje 4 (2 principais e 2 secundárias)

$$Fd1 = ((5,26 + 2,79 \times 1,35) \times 3,35) + ((4,51 + 2,19 \times 1,35) \times 4,35) = 66,24Kn$$

Ademais, determinou-se como parâmetro inicial para dimensionamento e processo iterativo o valor de  $0,02Kn/m$  para o peso próprio da viga (adotando perfil inicial tipo W  $310 \times 23,8$ ).

$$Fd2 = 0,02 \times 6,26 \times 1,25 = 0,19Kn$$

Por fim, quantificou o carregamento das paredes de “steel frame” sobre a viga:

$$\text{Peso próprio Steel Frame} = 1,25Kn/m^2$$

$$\text{Pé direito de fechamento (descontando a alma da viga)} = 2,86m$$

$$\text{Fator para combinação “ELU”}: 1,3$$

$$\text{Comprimento do Fechamento} = 3,16$$

$$Fd3 = 1,25 \times 2,86 \times 3,16 \times 1,3 = 14,69Kn$$

Dessa forma, somando os carregamentos de mesma natureza já combinados (carregamentos uniformes em “ELU”), pode-se obter a ação final a qual a viga está solicitada:

$$\begin{aligned} Fd1 + Fd2 + Fd3 / (\text{vão da viga}) &= (66,24Kn + 0,19Kn + 14,9Kn) / (6,26m) = \\ &= 12,96Kn/m \end{aligned}$$

OBS: Vale ressaltar que na viga supracitada acima não há presença de cargas pontuais provenientes do apoio de vigas de transição e/ou vigas secundárias, que foram consideradas como cargas de diferente natureza (pontual) no cálculo estrutural, diante a especificidade de posicionamento.

### 6.1.3 Quantificação das ações nas vigas secundárias

De maneira análoga como demonstrado acima, realizou-se através da Tabela 6.6, a quantificação de ações nas vigas secundárias, considerando como carregamento a influência da laje sobreposta e seu peso próprio.

Tabela 6.6 – Quantificação de ações vigas secundárias.

QUANTIFICAÇÃO DAS CARGAS NAS VIGAS SECUNDÁRIA					
VIGA	VÃO LIVRE(M)	CARREGAMENTO ADVINDOS DA LAJE SOBRE A VIGA(KN)	PESO PRÓPRIO DA VIGA(G)(KN/M)	PAREDE STEEL FRAME SOBRE A VIGA(G)(KN)	CARREGAMENTO TOTAL DISTRIBUÍDO SOBRE A VIGA(ELU)(KN/M)
VS101	6,26	81,24	0,02	0,00	12,98
VS102	6,26	81,24	0,02	0,00	12,98
VS103	6,26	81,24	0,02	0,00	12,98
VS104	6,26	81,24	0,02	0,00	12,98
VS105	6,26	78,50	0,02	0,00	12,54
VS106	6,26	78,50	0,02	0,00	12,54
VS107	6,26	78,50	0,02	0,00	12,54
VS108	6,26	78,50	0,02	0,00	12,54
VS109	6,26	81,24	0,02	0,00	12,98
VS110	6,26	81,24	0,02	0,00	12,98
VS111	6,26	81,24	0,02	0,00	12,98
VS112	6,26	81,24	0,02	0,00	12,98

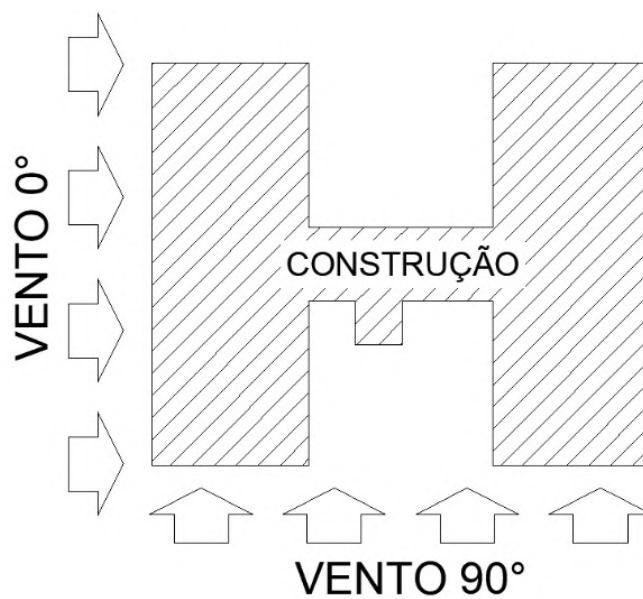
Fonte: Dos autores (2023).

Por fim, de maneira semelhante e avaliando suas especificidades, foi realizada a quantificação das ações nas vigas da cobertura e do compartimento dos reservatórios de água.

### 6.1.4 Cargas de vento

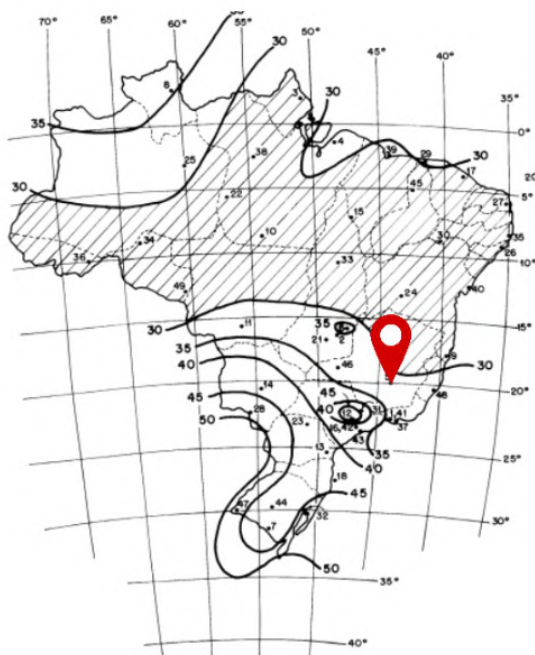
Para obter os valores das cargas causadas pela ação do vento na edificação consultou-se a norma ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao Vento em Edificações. A direção de 0° foi considerada com o vento incidindo perpendicularmente à face de menor dimensão, e a direção de 90° foi considerada com o vento incidindo perpendicularmente à face de maior dimensão do prédio, de acordo com a Figura 6.1.

Figura 6.1 – Direções do vento na edificação.



Fonte: Dos autores (2023).

Para calcular a força variável, utilizou-se o valor da altura referente a cada laje. Para encontrar o valor da velocidade básica do vento ( $V_0$ ), considerou-se a cidade de Belo Horizonte - MG, com base no mapa de Isopletas, na qual situou a velocidade entre 30m/s e 35m/s, conforme Figura 6.2. Para fins de segurança, a velocidade adotada foi de 35m/s.

Figura 6.2 – Isopletas da Velocidade Básica  $V_0$ .

Fonte: Norma ABNT NBR 6123:1988.

O fator topográfico ( $S_1$ ) foi adotado igual a 1,00 para terrenos planos ou fracamente acidentados. No entanto, será necessário analisar a topografia do terreno de acordo com o local da construção.

O fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura acima do terreno ( $S_2$ ) foi considerado como 1,02, seguindo a recomendação da equipe organizadora do concurso. O valor do fator estatístico ( $S_3$ ) foi considerado igual a 1,00, levando em conta que a construção é destinada para fins residenciais.

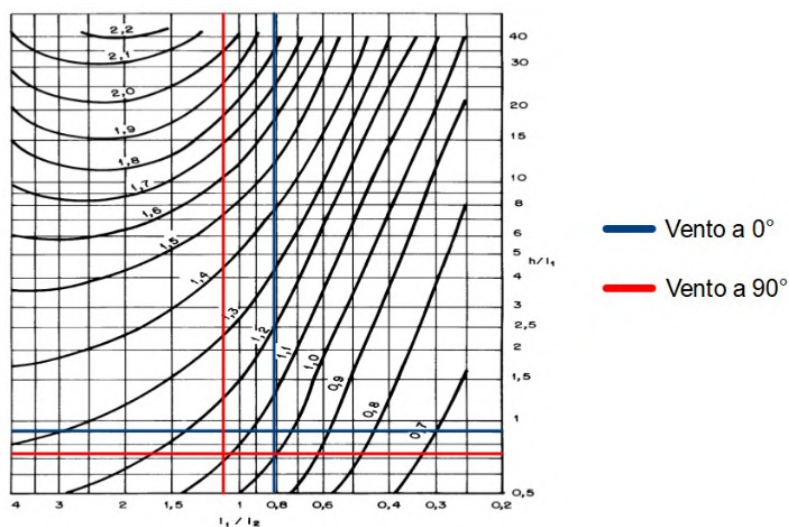
Com base nessas informações, calculou-se a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) e a pressão dinâmica do vento ( $q$ ) por meio das Equações 6.3 e 6.4.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (6.3)$$

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (6.4)$$

Para calcular a força de arrasto ( $F_a$ ) referente a cada laje nas direções de  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , optou-se por coletar os dados do coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) do gráfico de baixa turbulência, conforme Figura 6.3, uma escolha mais segura em relação ao gráfico de alta turbulência.

Figura 6.3 – Coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.



Fonte: Norma ABNT NBR 6123:1988.

A fim de obter esses dados, foram feitas as razões  $h/L_1$  e  $L_1/L_2$  para os ventos a  $0^\circ$  e a  $90^\circ$ , conforme mostrado nas Tabelas 6.7, 6.8 e 6.9.

Tabela 6.7 – Dimensões do vento na edificação.

h (m)	$L_1$ a $0^\circ$ (m)	$L_2$ a $0^\circ$ (m)	$L_1$ a $90^\circ$ (m)	$L_2$ a $90^\circ$ (m)
14,90	16,40	20,28	20,28	16,40

Fonte: Dos autores (2023).

Tabela 6.8 – Coeficiente de Arrasto quando o vento incide a  $0^\circ$  na edificação.

$\frac{h}{L_1}$ a $0^\circ$	$\frac{L_1}{L_2}$ a $0^\circ$	$C_a$ a $0^\circ$
0,909	0,809	1,04

Fonte: Dos autores (2023).



Tabela 6.9 – Coeficiente de Arrasto quando o vento incide a 90° na edificação.

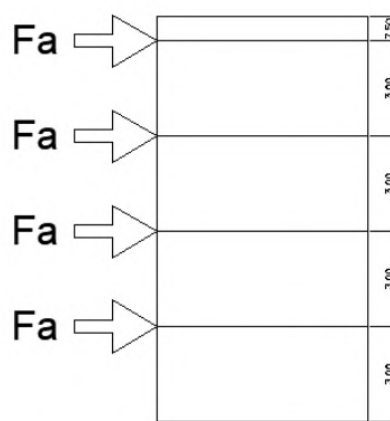
$\frac{h}{L_1}$ a 90°	$\frac{L_1}{L_2}$ a 90° (m)	$C_a$ a 90° (m)
0,735	1,237	1,11

Fonte: Dos autores (2023).

Para calcular a força de arrasto ( $F_a$ ), a pressão dinâmica do vento ( $q$ ) em  $kN/m^2$  relativa ao pavimento inferior é somada à pressão dinâmica do vento relativa ao pavimento superior e dividida por 2. Esse valor é multiplicado pelo coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) e pela área da superfície em  $m^2$  na qual o vento atua, conforme Equação 6.5 e Figura 6.4.

$$F_a = C_a q A_e \quad (6.5)$$

Figura 6.4 – Incidência das Forças de Arrasto na Edificação.



Fonte: Dos autores (2023).

Para o cálculo da força de arrasto referente à laje do último pavimento, utilizou-se a pressão dinâmica do vento relativa ao pavimento inferior somada à pressão dinâmica do vento relativa à platibanda. Esse valor é multiplicado pelo coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) e pela área da superfície em  $m^2$  na qual o vento atua.

Em seguida, foram calculados os momentos de tombamento ( $M$ ) para a edificação nas direções  $0^\circ$  e  $90^\circ$ . Para isso, foi feito o produto da altura de cada laje pela respectiva força de arrasto ( $F_a$ ). Somando esses valores relativos ao vento de  $0^\circ$ , obteve-se o valor de  $1334,70kNm$  e somando os valores relativos ao vento de  $90^\circ$ , obteve-se o valor de  $1151,99kNm$ .

Os valores relativos de cada laje utilizados para esses cálculos estão apresentados na Tabela 6.10.

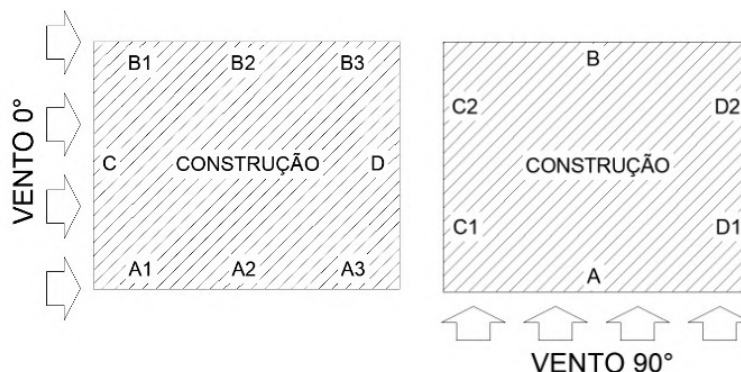
Tabela 6.10 – Cálculo do Momento de Tombamento para o vento incidindo a  $0^\circ$  e a  $90^\circ$  na edificação.

ANDAR	ALTURA DA LAJE (m)	$V_k$ (m/s)	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$C_a$ $0^\circ$	$C_a$ $90^\circ$	$F_a$ $0^\circ$ (kN)	$F_a$ $90^\circ$ (kN)	$M$ $0^\circ$ (kN.m)	$M$ $90^\circ$ (kN.m)
1º	3,00	35,70	0,78	1,04	1,11	49,43	42,67	1334,70	1151,99
2º	6,00					49,43	42,67		
3º	9,00					49,43	42,67		
4º	12,00					37,07	32,00		

Fonte: Dos autores (2023).

Para obter os valores dos coeficientes de pressão externa e interna, primeiramente, foi considerado que o prédio tem um formato mais simples para fazer os cálculos, como mostrado na Figura 6.5. Com isso, as dimensões da edificação foram divididas de acordo com a norma NBR 6123:1988 em A, B, C, D, A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, D1, e D2.

Figura 6.5 – Partes Consideradas no Cálculo dos Coeficientes de Pressão Externa a  $0^\circ$  e a  $90^\circ$ .



Fonte: Dos autores (2023).

Para fazer essa divisão, foram considerados os seguintes dados apresentados na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 – Dados para o Cálculo das partes da edificação.

h (m)	a (m)	b (m)	$\frac{b}{3}$ (m)	$\frac{a}{3}$ (m)	2h (m)	$\frac{b}{2}$ (m)
14,90	20,28	16,40	5,47	5,07	29,80	8,20

Fonte: Dos autores (2023).

Em que a dimensão h representa a altura até o topo da platibanda, e as dimensões a e b representam o maior e o menor lado do prédio, respectivamente.

Tendo em vista a norma NBR 6123:1988, nota-se que  $\frac{b}{3}$  é maior que  $\frac{a}{3}$  e não excede 2 vezes a altura h. Além disso,  $\frac{b}{2}$  é menor que 2h, sendo assim, os valores das dimensões A1 e C1 adotados são, respectivamente, 5,50 m e 8,20 m.

Para dar sequência nos cálculos, foram obtidas as seguintes razões apresentadas na Tabela 6.12.


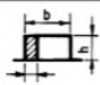
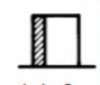
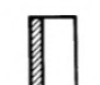
Tabela 6.12 – Dados para o Cálculo do Coeficiente de Pressão Externa.

$\frac{h}{b}$	$\frac{a}{b}$
0,909	1,237

Fonte: Dos autores (2023).

Analisando a tabela de coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular da norma NBR 6123:1988, foram retirados os seguintes valores destacados na Tabela 6.13.

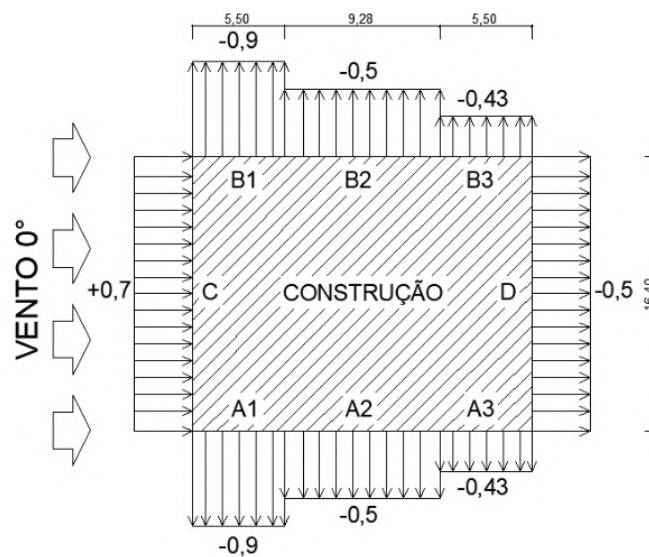
Tabela 6.13 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular.

Altura relativa		Valores de $C_{pe}$ para								$C_{pe}$ médio 
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		$A_1$ e $B_1$	$A_2$ e $B_2$	C	D	A	B	$C_1$ e $D_1$	$C_2$ e $D_2$	
 $0,2b$ ou $h$ (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2

Fonte: Norma ABNT NBR 6123:1988.

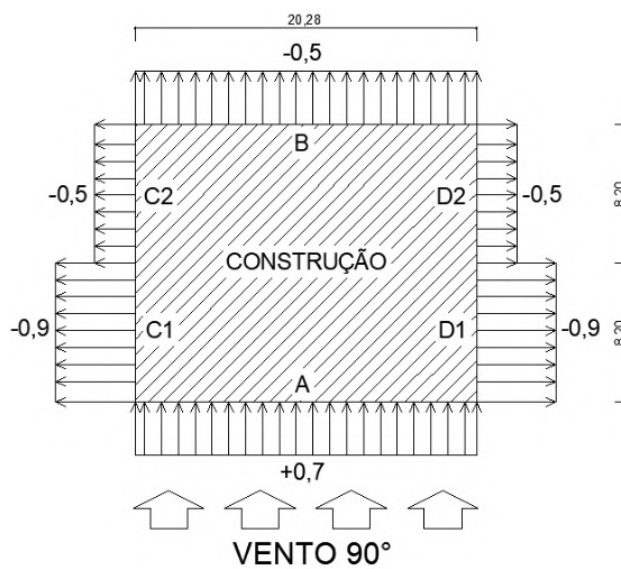
O Coeficiente de Pressão Externa das dimensões A3 e B3 foi obtido por meio de interpolação linear, em que, quando  $\frac{a}{b} = 1$ , o coeficiente de pressão externa tem os mesmos valores dos coeficientes de pressão externa das partes A2 e A3, e quando  $\frac{a}{b} = 2$ , o coeficiente de pressão externa vale -0,2. Tendo isso em vista, quando  $\frac{a}{b} = 1,237$ , o coeficiente de pressão externa vale -0,429. Os primeiros dados dos coeficientes de pressão externa para as direções de  $0^\circ$  e  $90^\circ$  estão mostrados nas Figuras 6.6 e 6.7.

Figura 6.6 – Coeficientes de Pressão Externa para o Vento a  $0^\circ$ .



Fonte: Dos autores (2023).

Figura 6.7 – Coeficientes de Pressão Externa para o Vento a  $90^\circ$ .

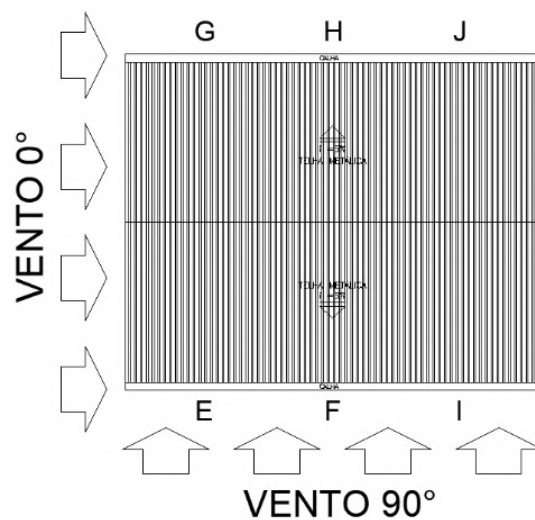


Fonte: Dos autores (2023).

Para obter os valores dos coeficientes de pressão externa do telhado, foi considerado o telhado com duas águas para fazer os cálculos, como mostrado na

Figura 6.8. Com isso, as dimensões do telhado foram divididas de acordo com a norma NBR 6123:1988 em E, F, G, H, I, e J.

Figura 6.8 – Partes Consideradas no Cálculo dos Coeficientes de Pressão Externa do Telhado.



Fonte: Dos autores (2023).

Para dar sequência nos cálculos, foram obtidos as seguintes razões apresentadas na Tabela 6.14.

Tabela 6.14 – Dados para o Cálculo do Coeficiente de Pressão Externa do Telhado.







h (m)	b (m)	$\frac{h}{b}$	$\theta$ (°)
13,308	16,40	0,811	2,862

Fonte: Dos autores (2023).

Em que a dimensão h representa a altura até o beiral do telhado, a dimensão b representa o menor lado do prédio e o ângulo  $\theta$  representa a inclinação do telhado.

Analisando a tabela de coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular da norma NBR 6123:1988, foram feitos interpolações lineares com os valores destacados na Tabela 6.15.





Tabela 6.15 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular.

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

Fonte: Norma ABNT NBR 6123:1988.

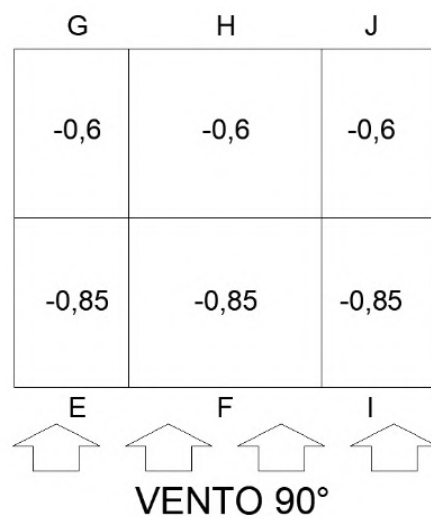
Os dados dos coeficientes de pressão externa dos telhados para as direções de 0° e 90° estão mostrados nas Figuras 6.9 e 6.10.

Figura 6.9 – Coeficientes de Pressão Externa do Telhado para o Vento a 0°.

VENTO 0°		G	H	J
		-0,95	-0,6	-0,5
		-0,95	-0,6	-0,5
		E	F	I

Fonte: Dos autores (2023).

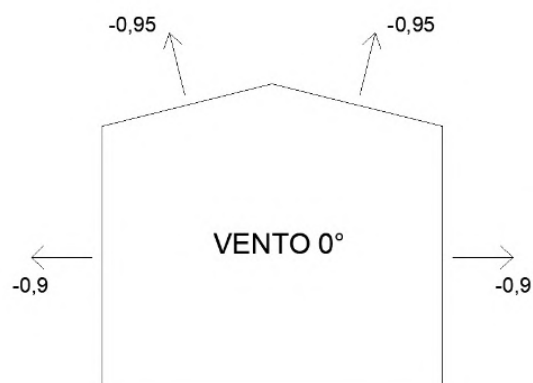
Figura 6.10 – Coeficientes de Pressão Externa do Telhado para o Vento a 90°.



Fonte: Dos autores (2023).

Com os coeficientes obtidos, é possível considerar os valores mais críticos de acordo com as Figuras 6.11 e 6.12.

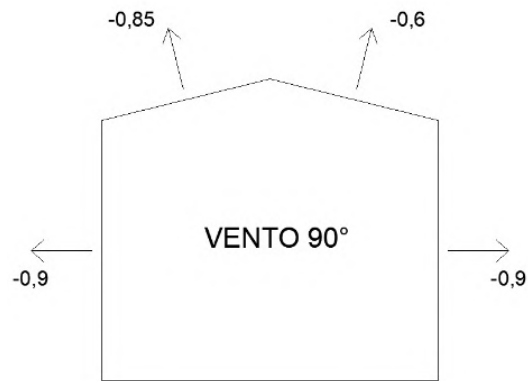
Figura 6.11 – Valores Críticos dos Coeficientes de Pressão Externa da edificação para o Vento a 0°.



Fonte: Dos autores (2023).



Figura 6.12 – Valores Críticos dos Coeficientes de Pressão Externa da edificação para o Vento a 90°.

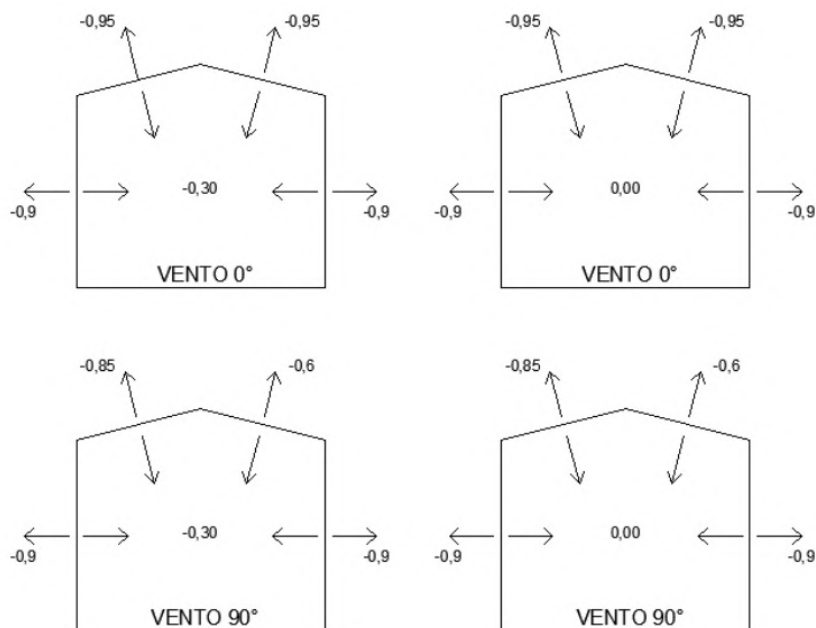


Fonte: Dos autores (2023).

Para obter o Coeficiente de Pressão Interna, foi considerado que as quatro faces do prédio são igualmente permeáveis. Sendo assim, foi considerado os valores de  $-0,3$  e  $0,0$  para esse coeficiente.

Inserindo os valores do Coeficiente de Pressão Interna nas Figuras 6.11 e 6.12, a representação fica da forma apresentada na Figura 6.13.

Figura 6.13 – Coeficientes de Pressão Externa e Interna da edificação para o Vento a 0° e a 90°.



Fonte: Dos autores (2023).

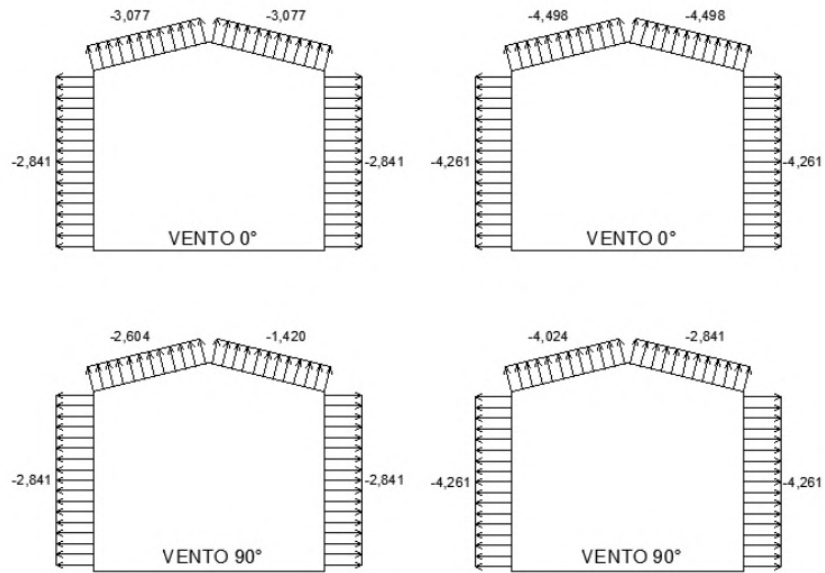
Por fim, para calcular os esforços em kN/m causados pelo vento,  $ql$  a 0° e a 90°, foi utilizada a Equação 6.6 para cada uma das faces.

$$ql = (C_e - C_i) \cdot q \cdot l \quad (6.6)$$

Em que  $C_e$  e  $C_i$  representam, respectivamente, o coeficiente de pressão externa e interna,  $q$  representa a pressão dinâmica do vento e  $l$  representa o comprimento entre pórticos.

A valor da distância entre pórticos foi considerada igual a 6,06 m, em que é a maior dimensão da maior laje. Os valores dos esforços resultantes em kN/m estão apresentados na Figura 6.14.

Figura 6.14 – Esforços Resultantes em kN/m do Vento na edificação para incidência a  $0^\circ$  e a  $90^\circ$ .



Fonte: Dos autores (2023).

## 7 DIMENSIONAMENTO

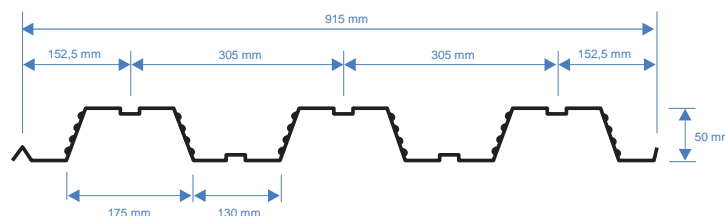
### 7.1 Lajes do tipo Steel Deck

Para o dimensionamento das lajes “Steel Deck” foi utilizado a tabela do fabricante “Metform”, com suas verificações de carregamentos e vãos. De modo que, inicialmente se definiu o tipo de Steel Deck a ser utilizado, de acordo com as especificações do fabricante e as demandas do projeto, tendo o catálogo os seguintes modelos:

- MF - 50, com largura útil de 915mm, adotado em edificações urbanas tipo hotéis, hospitais, escritórios, edifícios e garagens;
- MF - 75, com largura útil de 820mm, recomendado para empreendimentos industriais e lajes com necessidade de resistência à carga elevada.

Sendo assim, para o projeto em questão de uso residencial para habitações sociais, foi adotado o Steel Deck MF - 50, como exemplificado no modelo do corte apresentado na Figura 7.1.

Figura 7.1 – Corte do modelo Steel Deck MF - 50.



Fonte: Telha-fôrma (Steel Deck) (2019).

Posteriormente adotou-se como espessura útil da laje o valor de 140mm (14cm), como requisitado no corte arquitetônico do edifício, sendo adotadas as lajes dos pavimentos tipo e cobertura como laje de piso, excluindo assim a espessura útil de 100mm (10cm) presente na tabela do fabricante, que se refere a laje de forro

e possui pouco suporte de carga de forma a não atender a demanda requisitada, conforme Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Cargas e vãos máximos - MF50 - Fabricante Metform

Lajes	Lajes	Altura útil da laje (mm)	Espessura (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m²)	M. Inércia Laje (mm⁴)	Vãos Máximos com Escoramento															
				Simplex (mm)	Double (mm)	Triple (mm)	Balance (mm)			Carga admissível (kN/m²)		Carga admissível (kN/m²)		Carga admissível (kN/m²)		Carga admissível (kN/m²)		Carga admissível (kN/m²)		Carga admissível (kN/m²)					
Lajes	100	100	0,80	2.050	2.800	2.900	900	1,85	5,25	9,31	8,14	7,14	6,28	5,54	4,89	4,32	3,82	3,38	3,18	2,99	2,83	2,32	2,03	1,78	1,54
			0,85	2.050	3.150	3.250	1.100	1,86	5,61	11,68	10,24	9,01	7,86	7,04	6,25	5,55	4,84	4,40	4,15	3,92	3,49	3,10	2,75	2,44	2,16
			1,25	3.200	3.800	3.800	1.450	1,89	6,26	16,43	14,45	12,76	11,31	10,06	8,97	8,02	7,18	6,44	6,10	5,78	5,19	4,67	4,19	3,77	3,38
			0,80	1.800	2.700	2.800	900	2,08	6,89	10,56	9,23	8,10	7,13	6,29	5,55	4,91	4,34	3,84	3,61	3,39	3,00	2,64	2,32	2,02	1,76
			0,85	2.400	3.050	3.150	1.050	2,10	7,35	13,25	11,82	10,23	9,03	8,00	7,10	6,31	5,61	5,00	4,72	4,45	3,96	3,53	3,13	2,78	2,46
			1,25	3.050	3.650	3.650	1.400	2,13	8,19	18,64	16,30	14,48	12,84	11,42	10,18	9,10	8,15	7,31	6,93	6,57	5,90	5,31	4,77	4,29	3,85
	120	120	0,80	1.650	2.600	2.700	850	2,32	8,85	11,81	10,33	9,06	7,95	7,03	6,21	5,50	4,86	4,30	4,05	3,80	3,36	2,96	2,60	2,27	1,98
			0,85	2.250	2.900	3.000	1.050	2,33	9,43	14,82	13,00	11,44	10,10	8,95	7,94	7,08	6,28	5,60	5,29	4,99	4,44	3,95	3,51	3,12	2,76
			1,25	2.950	3.550	3.550	1.350	2,36	10,49	20,00	18,33	16,20	14,30	12,77	11,40	10,19	9,13	8,19	7,76	7,38	6,61	5,95	5,36	4,81	4,32
			0,80	1.490	2.500	2.600	850	2,55	11,19	13,09	11,42	10,02	8,82	7,78	6,88	6,08	5,38	4,76	4,48	4,21	3,72	3,28	2,88	2,52	2,19
			0,85	2.050	2.800	2.900	1.000	2,57	11,87	16,39	14,37	12,65	11,18	9,90	8,79	7,81	6,96	6,20	5,85	5,52	4,92	4,38	3,89	3,46	3,06
			1,25	2.800	3.400	3.400	1.300	2,60	13,19	20,00	20,00	17,91	15,89	14,13	12,61	11,28	10,10	9,06	8,50	8,14	7,32	6,50	5,90	5,33	4,79
Lajes	140	140	0,80	1.350	2.450	2.500	800	2,79	13,85	14,31	12,52	10,99	9,67	8,53	7,54	6,67	5,90	5,23	4,91	4,62	4,08	3,60	3,16	2,77	2,41
			0,85	1.850	2.750	2.800	1.000	2,80	14,72	17,96	15,75	13,87	12,25	10,85	9,63	8,57	7,63	6,80	6,42	6,06	5,40	4,81	4,27	3,79	3,36
			1,25	2.700	3.300	3.300	1.300	2,83	16,32	20,00	19,63	17,41	15,46	13,82	12,36	11,08	9,94	9,42	8,93	8,03	7,23	6,50	5,85	5,28	
			0,80	1.250	2.300	2.450	800	3,02	16,93	13,57	13,01	11,95	10,52	9,28	8,20	7,26	6,42	5,69	5,35	5,03	4,44	3,92	3,44	3,02	2,63
			0,85	1.700	2.650	2.750	950	3,04	17,88	19,54	17,13	15,08	13,33	11,80	10,48	9,32	8,30	7,40	6,98	6,59	5,88	5,23	4,66	4,13	3,66
			1,25	2.600	3.200	3.250	1.250	3,07	19,90	20,00	20,00	18,94	16,85	15,04	13,45	12,05	10,82	10,25	9,72	8,74	7,86	7,08	6,37	5,72	
	160	160	0,80	1.150	2.200	2.300	800	3,29	20,45	16,62	14,71	12,91	11,37	10,03	8,87	7,84	6,95	6,15	5,78	5,44	4,81	4,24	3,73	3,26	2,84
			0,85	1.600	2.550	2.650	950	3,27	21,69	20,00	18,51	16,30	14,40	12,76	11,33	10,07	8,97	8,00	7,55	7,13	6,35	5,68	5,04	4,47	3,98
			1,25	2.550	3.150	3.150	1.250	3,30	23,97	20,00	20,00	20,00	18,21	16,25	14,53	13,03	11,69	11,08	10,51	9,45	8,50	7,65	6,89	6,19	
			0,80	1.050	2.050	2.150	750	3,49	24,43	18,07	15,81	13,86	12,22	10,78	9,53	8,43	7,47	6,81	6,22	5,65	5,17	4,56	4,01	3,51	3,08
			0,85	1.500	2.500	2.600	900	3,51	25,87	20,00	19,89	17,51	15,47	13,71	12,17	10,83	9,84	8,90	8,12	7,66	6,83	6,00	5,42	4,81	4,29
			1,25	2.450	3.050	3.050	1.200	3,54	28,56	20,00	20,00	20,00	19,57	17,46	15,62	14,00	12,57	11,91	11,29	10,16	9,14	8,23	7,41	6,66	

Fonte: Telha-fôrma (Steel Deck) (2019).

- Dimensionamento para as lajes mais crítica do edifício:
  - Lajes 103 e 107 (Pavimento Tipo).

Como o vão direcional da laje mais crítica possui  $606\text{cm} = 6,06\text{m}$  (entre eixos, referentes às lajes 103 e 107), e dispõe inicialmente de apoio simples, apoiadas respectivamente nas vigas V103 e V10 (para a laje 103) e V104 e V111 (para laje 107), adotando a espessura de laje Steel Deck igual a  $1,25\text{mm}$  o vão atendido sem escoramento tem o valor de  $330\text{cm} = 3,30\text{m}$  segundo o fabricante, tornando assim necessário a implementação de vigas auxiliares entre o vão, por questões de economia para atendimento do viés do projeto. Sendo assim, adotou-se duas vigas de transição com espaçamento entre eixos de  $202\text{cm} = 2,02\text{m}$  e tornando o apoio da laje triplo.

Dessa maneira, adotou-se no projeto a laje com espessura útil de  $140\text{mm}$ , e espessura do Steel Deck (chapa) de  $0,80\text{mm}$  fabricado em o aço especial galvanizado ASTM A-653 Grau 40, devido a seu suporte de carregamento sobreposto igual a  $10,99\text{Kn/m}^2$  em vão de até  $2,00\text{m}$  sem escoramento, que atende ao caso em questão das lajes 103 e 107 (com vão de  $2,02\text{m}$ ) que possui solicitação de carregamento de  $4,51\text{Kn/m}^2$  para combinação última normal, de forma a ser inferior

ao de suporte da laje, além de atender ao carregamento da laje mais solicitado (lajes 104, 105, 106) que é de  $6,20 \text{ Kn/m}^2$ .

Na Tabela 7.2 apresenta-se a marcação do catálogo para exemplificação do dimensionamento.

Tabela 7.2 – Determinação da laje segundo a Tabela 7.1.

Largura da Laje (mm)	Altura total da laje (mm)	Espessura útil da laje (mm)	Vãos Múltiplos		Peso próprio (kN/m²)	M. Inércia Laje (mm⁴)	Vãos Múltiplos sem Escomento máxima (kN/m²)																
			Simplex (mm)	Duplex (mm)			Vão (mm)	Peso próprio (kN/m²)	M. Inércia Laje (mm⁴)	Carga sobreposta													
										1.800	1.900	2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500	2.600	2.700	2.800	2.900	3.000	3.100
100	0,80	2.950	2.850	2.800	900	8,85	5,31	6,14	7,14	6,28	5,54	4,89	4,32	3,82	3,38	3,18	2,99	2,83	2,32	2,03	1,78	1,54	
	0,95	2.550	3.150	3.250	1.100	1,86	5,61	11,68	10,24	9,01	7,96	7,04	6,25	5,55	4,94	4,40	4,15	3,92	3,49	3,10	2,75	2,44	
	1,25	3.200	3.800	3.800	1.450	1,89	8,26	16,43	14,45	12,76	11,31	10,06	8,97	8,02	7,18	6,44	6,10	5,78	5,19	4,67	4,19	3,77	3,38
	0,80	1.800	2.700	2.800	900	2,08	6,89	10,59	9,23	8,10	7,13	6,29	5,55	4,91	4,34	3,84	3,61	3,39	3,00	2,64	2,32	2,02	1,76
	0,95	2.400	3.050	3.150	1.050	2,10	7,35	13,25	11,62	10,23	9,03	8,00	7,10	6,31	5,61	5,00	4,72	4,45	3,96	3,53	3,13	2,78	2,46
	1,25	3.050	3.650	3.650	1.400	2,13	8,19	18,64	16,39	14,48	12,84	11,42	10,18	9,10	8,15	7,31	6,63	6,57	5,90	5,31	4,77	4,29	3,85
110	0,80	1.850	2.650	2.700	850	2,32	8,85	11,81	10,33	9,06	7,98	7,03	6,31	5,60	4,98	4,50	4,05	3,82	3,36	2,96	2,62	2,27	1,99
	0,95	2.250	2.900	3.000	1.050	2,33	9,43	14,82	13,00	11,44	10,10	8,95	7,94	7,00	6,29	5,60	5,29	4,99	4,44	3,95	3,51	3,12	2,76
	1,25	2.950	3.550	3.550	1.350	2,36	10,49	20,00	18,33	16,20	14,36	12,77	11,40	10,19	9,13	8,19	7,76	7,36	6,61	5,95	5,35	4,81	4,32
	0,80	1.490	2.550	2.600	850	2,55	11,18	13,06	11,42	10,02	8,82	7,78	6,88	6,09	5,38	4,78	4,48	4,21	3,72	3,29	2,89	2,52	2,19
	0,95	2.050	2.800	2.900	1.000	2,57	11,87	16,39	14,31	12,65	11,18	9,90	8,79	7,81	6,98	6,20	5,85	5,52	4,92	4,38	3,89	3,46	3,06
	1,25	2.800	3.400	3.400	1.350	2,60	13,19	20,00	20,00	17,91	15,89	14,13	12,61	11,28	10,10	9,06	8,59	8,14	7,32	6,59	5,92	5,33	4,79
140	0,80	1.350	2.450	2.500	800	2,79	13,85	14,31	12,50	10,99	9,67	8,33	7,34	6,67	5,96	5,23	4,91	4,62	4,08	3,60	3,16	2,77	2,41
	0,95	1.950	2.750	2.800	1.000	2,80	14,72	17,96	15,75	13,87	12,25	10,88	9,63	8,57	7,63	6,80	6,42	6,06	5,40	4,81	4,27	3,79	3,36
	1,25	2.700	3.300	3.300	1.300	2,83	16,32	20,00	20,00	19,63	17,41	15,49	13,82	12,36	11,08	9,94	9,42	8,93	8,03	7,23	6,50	5,85	5,26
	0,80	1.250	2.300	2.400	800	3,02	16,93	15,57	13,51	11,95	10,52	9,28	8,20	7,29	6,42	5,69	5,35	5,03	4,44	3,92	3,44	3,02	2,63
	0,95	1.700	2.650	2.750	950	3,04	17,98	19,24	17,13	15,08	13,33	11,80	10,48	9,32	8,30	7,40	6,98	6,59	5,88	5,23	4,66	4,13	3,65
	1,25	2.600	3.200	3.250	1.250	3,07	19,90	20,00	20,00	20,00	18,94	16,85	15,04	13,45	12,05	10,82	10,25	9,72	8,74	7,86	7,08	6,37	5,72
160	0,80	1.150	2.200	2.300	800	3,26	20,45	16,82	14,71	12,91	11,37	10,03	8,87	7,84	6,95	6,15	5,78	5,44	4,81	4,24	3,73	3,26	2,84
	0,95	1.600	2.550	2.650	950	3,27	21,69	20,00	18,51	16,30	14,40	12,76	11,33	10,07	8,97	8,00	7,55	7,15	6,35	5,66	5,04	4,47	3,98
	1,25	2.550	3.150	3.150	1.250	3,30	23,97	20,00	20,00	20,00	20,00	18,21	16,25	14,53	13,03	11,69	11,08	10,51	9,45	8,50	7,65	6,89	6,19
	0,80	1.050	2.050	2.150	750	3,49	24,43	18,07	15,81	13,88	12,22	10,78	9,53	8,43	7,47	6,61	6,22	5,85	5,17	4,56	4,01	3,51	3,06
	0,95	1.500	2.500	2.600	900	3,51	25,97	20,00	19,89	17,51	15,47	13,71	12,17	10,83	9,64	8,60	8,12	7,69	6,83	6,09	5,42	4,81	4,25
	1,25	2.450	3.050	3.050	1.200	3,54	28,55	20,00	20,00	20,00	20,00	19,57	17,46	15,62	14,00	12,67	11,91	11,29	10,16	9,14	8,23	7,41	6,66

Fonte: Telha-fôrma (Steel Deck) (2019).

Ademais, o fabricante em seu catálogo determina a implementação de uma armadura em tela soldada para possíveis retrações do concreto de acordo com a espessura útil da laje, como é determinado na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 – Determinação da armadura de retração.

Consumo de concreto - tipo de armadura para retração				
Altura total da laje (mm)	Consumo de Concreto (m³/m²)	Tipo de armadura para retração, em tela soldada		
		Denominação	Composição	Peso (kg/m²)
130	0,0925	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
140	0,1025	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
150	0,1125	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
160	0,1225	Q - 92	ø4,2 x ø4,2 - 150x150	1,48
170	0,1325	Q - 113	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	1,80
180	0,1425	Q - 113	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	1,80
190	0,1525	Q - 138	ø4,2 x ø4,2 - 100x100	2,20
200	0,1625	Q - 138	ø4,2 x ø4,2 - 100x100	2,20

Fonte: Telha-fôrma (Steel Deck) (2019).

Dessa maneira, adotando a laje Steel Deck de espessura útil de 140mm, com chapa de 0,80mm e armadura de retração com composição  $\varnothing 3,8 \times \varnothing 3,8 - 150 \times 150$ .

## 7.2 Vigas

Para as vigas da estrutura, foi realizado o dimensionamento considerando resistência nos para Momento Fletor e Cortante no ELU (Estado Limite Último), e também avaliaram-se os Deslocamentos em uso normal (ELS), seguindo as diretrizes da NBR 8800:2008.

Para exemplificação dos cálculos, será demonstrado o dimensionamento da VIGA V103, que conta com o perfil W 250 X 17.6, de Aço ASTM A572GR50.

Essa viga conta com os seguintes dados:

- $M_{Sd}$  : 6367,98kNcm;
- $V_{Sd}$  : 40,69kN;
- $L$  : 626cm;
- Carregamento total combinado: 0,13kN/cm;
- Carregamento total sem combinação: 0,09kN/cm;
- Carregamento de cargas permanentes sem combinação: 0,06kN/cm

Tabela 7.4 – Dados do perfil

$d(mm)$ :	251	$h(mm)$ :	240	$W_x(cm^3)$ :	182,6	$W_y(cm^3)$ :	18,1
$bf(mm)$ :	101	$d'(mm)$ :	220	$rx(cm)$ :	9,96	$ry(cm)$ :	1,99
$tw(mm)$ :	4,8	Área( $cm^2$ ):	23,1	$Z_x(cm^3)$ :	211	$Z_y(cm^3)$ :	28,8
$tf(mm)$ :	5,3	$I_x(cm^4)$ :	2291	$I_y(cm^4)$ :	91		

Tabela 7.5 – Dados do material

$f_y(kN/cm^2)$ :	34,5
$f_u(kN/cm^2)$ :	45
$E(kN/cm^2)$ :	20000

### *Momento Fletor*

A ABNT NBR 8800:2008 afirma que o  $M_{Rd}$ , é equivalente ao menor dentre os valores obtidos para  $MFLA$ ,  $MFLM$  e  $MFLT$ , minorado pelo coeficiente de segurança  $\gamma_{a1}$ , adotado como 1,1 (Tabela 3 da supracitada norma). Portanto, para cada perfil, deve-se calcular cada momento e adotar o menor valor obtido.

#### *Cálculo do MFLA (Flambagem Local da Alma)*

Primeiro, determina-se o momento resistente máximo limitado pela flambagem local da alma, a fim de classificar a alma de cada seção quanto a sua esbeltez, conforme Equações 7.1 e 7.2.

$$\lambda_a = \frac{h}{t_w} \quad (7.1)$$

$$\lambda_a = \frac{240}{4,8} = 50 \quad (7.2)$$

Após o cálculo do  $\lambda_a$  (Parâmetro de esbeltez local da alma), calculam-se os limites  $\lambda_p$  e  $\lambda_r$  (cujas fórmulas podem ser encontradas na Tabela G.1 na supracitada norma), conforme Equações 7.3 e 7.4.

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53 \quad (7.3)$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,7 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 137,24 \quad (7.4)$$

Possuindo esses limites, existem 3 tipos de casos possíveis: alma compacta, semi compacta e esbelta, que determinarão o cálculo do  $MFLA$ .

Como  $\lambda_a \leq \lambda_p$ , é classificado o perfil de alma compacta e o  $MFLA$  é determinado pelas Equações 7.5 e 7.6.

$$MFLA = Z f_y \text{ com } MFLA \leq 1,5 W f_y \quad (7.5)$$



$$MFLA = 211 \times 34,5 = 7279,5 \text{KNcm} \quad (7.6)$$

*Cálculo do MFLM (Flambagem Local da Mesa)*

Para obter o momento resistente máximo limitado pela flambagem local da mesa é necessário calcular primeiramente o parâmetro de esbeltez local da mesa, conforme Equação 7.7.

$$\lambda_m = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{101}{2 \times 5,3} = 9,53 \quad (7.7)$$

Semelhante ao procedimento para o *MFLA*, calculam-se os limites  $\lambda_p$  e  $\lambda_r$  (novamente utilizando a Tabela G.1 da supracitada norma), conforme Equações 7.8 e 7.9.

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15 \quad (7.8)$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{0,7f_y}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{0,7 \times 34,5}} = 23,88 \quad (7.9)$$

Após o cálculo desses limites há 3 tipos de casos possíveis que determinam o cálculo do *MFLM*.

Como  $\lambda_p \leq \lambda_m \leq \lambda_r$ , é classificado o perfil de mesa semi compacta e o *MFLM* é determinado pelas Equações 7.10 e 7.11.

$$MFLM = \left[ Zf_y - (Zf_y - 0,7Wf_y) \left( \frac{\lambda_m - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \text{ com } MFLM \leq Zf_y \quad (7.10)$$

$$MFLM = \left[ 211 \times 34,5 - (211 \times 34,5 - 0,7 \times 182,6 \times 34,5) \left( \frac{9,53 - 9,15}{23,88 - 9,15} \right) \right] \\ MFLM = 7205,47 \text{KNcm} \quad (7.11)$$

*Cálculo do MFLT (Flambagem Lateral por Torção)*

Como a viga em análise está travada por uma laje de concreto, o fenômeno de Momento Fletor Lateral-Torção (MFLT) possui um  $L_b = 0$ , não havendo redu-

ção no momento fletor resistente. Isso ocorre porque a presença da laje acoplada à viga metálica oferece resistência suficiente à deformação lateral e à torção da viga, evitando a necessidade de considerações detalhadas sobre o MFLT. A interação entre a viga metálica e a laje de concreto (Steel Deck) proporciona uma rigidez combinada que ajuda a controlar esses tipos de deformações indesejadas.

#### *Verificação de Resistência*

Como o menor momento obtido foi 7205,47 (*MFLM*), aplicamos o coeficiente de ponderação e obtemos o  $M_{Rd}$  do perfil na Equação 7.12.

$$M_{Rd} = \frac{MFLM}{\gamma_a} = \frac{7205,47}{1,1} = 6550,43KNcm \quad (7.12)$$

Possuindo os valores de  $M_{Sd}$  e  $M_{Rd}$ , realiza-se a seguinte verificação:

$$M_{Sd} < M_{Rd} \quad \therefore 6367,98kNcm < 6550,43kNcm \quad \therefore \text{OK!}$$

Percebe-se, que o perfil teve uma utilização de resistência de aproximadamente 97% no quesito de momento fletor, indicando um dimensionamento eficiente, uma vez que utiliza um dos menores perfis que resistem ao momento solicitado, gerando economia e eficiência.

#### *Esforço Cortante*

De acordo com a Seção 5.4.3.1.2 da ABNT NBR 8800:2008, para verificar a resistência ao esforço cortante, foi considerada a área efetiva de cisalhamento ( $A_w$ ), bem como o valor de  $\lambda$ , definidos pelas Equações 7.13 e 7.14.

$$A_w = dt_w = 251 \times 4,8 = 12,048cm^2 \quad (7.13)$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{240}{4,8} = 50 \quad (7.14)$$

Os limites  $\lambda_p$  e  $\lambda_r$  foram calculados logo em sequência, conforme Equações 7.15 e 7.16, considerando  $K_v = 5$ , uma vez que se trata de uma viga sem enrijecedores transversais, em concordância com a ABNT NBR 8800:2008.

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{K_v \times E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 59,2 \quad (7.15)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v \times E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 73,76 \quad (7.16)$$

Como  $\lambda \leq \lambda_p$ , o valor da força cortante resistente de cálculo será dado pela Equação 7.17.

$$V_{rd} = \frac{0,6 \times A_w \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,6 \times 12,048 \times 34,5}{1,1} = 226,72kN \quad (7.17)$$

Possuindo os valores de  $V_{Rd}$  e  $V_{Sd}$ , realiza-se a seguinte verificação da resistência e solicitação:

$$V_{Sd} < V_{Rd} \quad \therefore 40,69kN < 226,72kN \quad \therefore \text{OK!}$$

Como o valor da força solicitante cortante de cálculo é inferior à força cortante resistente de cálculo, o perfil está apto para ser utilizado.

#### *Deformações (Flechas)*

De acordo com a Tabela C.1 da ABNT NBR 8800:2008, o valor máximo admissível para vigas de piso é  $L/350$ , vigas de cobertura é  $L/250$ , e, para vigas com alvenaria o valor absoluto da flecha é limitado a  $15mm$ .

No cálculo da flecha e da contra flecha, é permitida a adoção do carregamento ( $q$ ), sem combinação. Sabendo disso, como a viga é biapoiada e é uma viga de laje de piso, seu deslocamento máximo é dado pela Equação 7.18.

$$\delta_{lim} = \frac{L}{350} = \frac{626}{350} = 1,79cm \quad (7.18)$$

Para calcular a flecha neste tipo de viga, deve-se utilizar a Equação 7.19 de flechas em vigas bi-apoiadas.

$$\delta_{ser} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 0,09 \times 626^4}{384 \times 20000 \times 2291} = 3,93cm \quad (7.19)$$

Como a flecha obtida é maior que a flecha limite, pode ser utilizada a adoção de uma contraflecha. Para isso, é necessário que a diferença entre a flecha total de serviço e a flecha advinda dos carregamentos permanentes seja inferior à flecha limite. Logo, obtemos a Equação 7.20 e a verificação abaixo.

$$\delta_{cp} = \frac{5 \times q_{CP} \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 0,06 \times 626^4}{384 \times 20000 \times 2291} = 2,62cm \quad (7.20)$$

$$\delta_{ser} - \delta_{cp} < \delta_{lim} \quad \therefore 3,93 - 2,62 = 1,31 < 1,79 \quad \therefore \text{OK!}$$

A contraflecha máxima permitida é de  $2,62cm$ , porém, pode ser adotada um valor que a diferença entre a flecha padrão e a contraflecha não extrapole o valor limite, portanto:

$$\delta_o = \delta_{ser} - \delta_{lim} \quad \therefore \delta_o = 3,93 - 1,79 = 2,14cm$$

Com uma contraflecha de  $2,14cm$ , o perfil metálico está apto para utilização das solicitações e deformações advindas deste vão e desses carregamentos.

É válido ressaltar, ainda, que a utilização de contraflechas foi amplamente utilizada neste projeto, uma vez que as contraflechas geram economia real nas situações de grandes vãos e altas cargas permanentes, que são os casos de grande parte das vigas deste projeto. Essa adoção, permite o uso de perfis menores que, além de respeitarem a arquitetura do projeto, geram uma economia no custo e no peso total da estrutura.

### *Automatização dos cálculos*

Para aplicação e automatização dos cálculos realizados nesta seção para todas as vigas da estrutura, foi construída uma planilha disponibilizada no apêndice, ao fim do memorial.

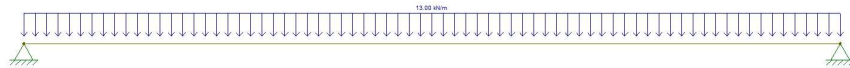
### **7.3 Exemplo de ligação entre vigas**

De acordo com o item 6.1.5.2 da NBR 8800:2008, a força mínima a ser considerada para o dimensionamento de uma ligação é de  $45kN$ , exceto no caso de diagonais e montantes de travamento de barras compostas.

Tendo isso em consideração, será feito o dimensionamento da ligação **Tipo 11**, que liga 2 vigas, utilizando uma chapa soldada e parafusos. Para isso, será primeiro analisada a resistência da ligação chapa-viga e, posteriormente, parafuso-chapa.

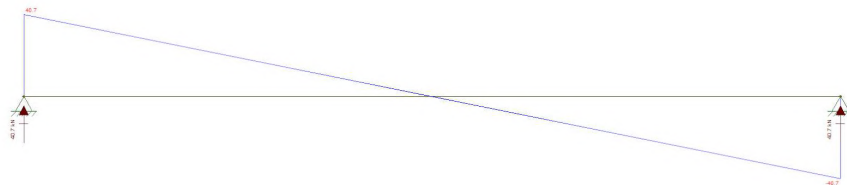
Através do software FTool, obteve-se o valor do esforço naquele nó, disponível nas Figuras 7.2 e 7.3.

Figura 7.2 – Esforços na Viga VS101 no software FTOOL.



Fonte: Dos autores (2023).

Figura 7.3 – Reações de apoio da Viga VS101 no software FTOOL.



Fonte: Dos autores (2023).

Foi constatado um esforço de cisalhamento de  $40,7kN$  no nó, entretanto, como o valor mínimo segundo a ABNT NBR 8800:2008 é de  $45kN$ , este foi o valor adotado para o dimensionamento.

### 7.3.1 Verificação da solda

Dados dos materiais utilizados:

*Chapa:*

Material - A36 250MPa

Tabela 7.6 – Dados do material

$f_y(kN/cm^2)$ :	25
$f_u(kN/cm^2)$ :	40
$E(kN/cm^2)$ :	20000

*Solda:*

E60XX SMAW

Solda de filete (dois lados)

Comprimento da solda =  $170mm \times 2$  (dois lados do filete) =  $340mm$

Espessura da solda (contato da solda com o metal) =  $5mm$

#### 7.3.1.1 Resistência do metal da solda

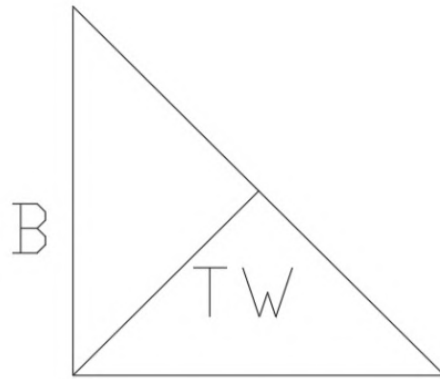
De acordo com a Tabela 8 da NBR 8800:2008, a equação utilizada para obter a força resistente de cálculo deste tipo de ligação se dá por:

$$F_{w,Rd} = 0,6 \times A_w \times \frac{f_w}{\gamma_{w2}}$$

onde o valor de  $\gamma_{w2}$  é 1,35 para o tipo da construção presente no trabalho.

Para obter o valor da área efetiva de ruptura  $A_w$ , é necessário obter o valor de  $t_w$ , comprimento de ruptura da solda, exemplificado pela Figura 7.4.

Figura 7.4 – Relação entre  $b$  e  $tw$  numa solda de filete.



Fonte: Dos autores (2023).

Pela relação matemática, tem-se:

$$tw = \frac{b}{\sqrt{2}} = \frac{0,5}{\sqrt{2}} = 0,35cm$$

Com o valor de  $tw$  e do comprimento da solda, pode-se obter a área de ruptura,  $Aw$ :

$$Aw = lw \times tw = 34 \times 0,35 = 11,9cm^2$$

De acordo com a Tabela A.4, metais de solda com eletrodos de classe de resistência 6 ou 60, possuem um valor de resistência à tração,  $fw$ , de  $48,5kN/cm^2$ .

Obtendo-se todos os dados, basta aplicar os valores encontrados na equação estabelecida pela norma:

$$Fw, Rd = 0,6 \times Aw \times \frac{fw}{\gamma_{w2}} = 0,6 \times 11,9 \times \frac{41,5}{1,35} = 219,48kN$$

### 7.3.1.2 Resistência do metal-base

Primeiro, deve-se encontrar a área de contato entre o metal base a solda da seguinte forma:

$$Amb = b \times lw = 0,5 \times 34 = 17cm^2$$

Após isso, de forma análoga à equação utilizada na seção anterior, podemos calcular a força resistência de cálculo do metal-base da ligação por:

$$F_{w,Rd} = 0,6 \times Amb \times \frac{fy}{\gamma_{a1}} = 0,6 \times 17 \times \frac{25}{1,1} = 231,81kN$$

### 7.3.1.3 Verificação de resistência final

Como o valor da força resistente de cálculo pelo metal de solda é menor, este deverá ser o utilizado para resistir a solicitação  $Nd$ , de  $45kN$ . Logo:

$$Nd < F_{w,Rd} \quad \therefore 45kN < 219,48kN \quad \therefore OK!$$

## 7.3.2 Verificação da ligação parafusada

Dados dos materiais:

*Chapa:*

300 x 170 x 8

Material - A36 250MPa

Tabela 7.7 – Dados do material

$fy(kN/cm^2)$ :	25
$fu(kN/cm^2)$ :	40
$E(kN/cm^2)$ :	20000



*Parafusos:*

(3x)

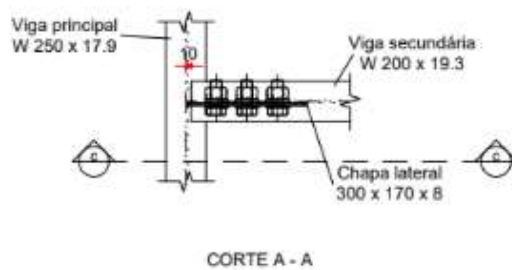
Parafuso: 1 3/4", Grau A, ASTM A307

Porca: 1 1/8", ASTM A563, A

Arruela: 2 1 1/8", ASTM F436, A

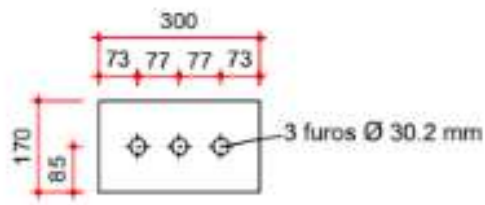
Primeiramente, observando a ligação na Figura 7.5 e 7.6, percebe-se que só há um plano de corte no parafuso (região propensa a sofrer o cisalhamento).

Figura 7.5 – Detalhe da ligação Tipo 11.



Fonte: Dos autores (2023).

Figura 7.6 – Detalhe da ligação Tipo 11.



Fonte: Dos autores (2023).

### 7.3.2.1 Resistência da ligação parafusada

De acordo com o item 6.3.3.2 da NBR 8800:2008, a resistência de cálculo dos parafusos vai ser dada por:

$$F_{v,Rd} = 0,4 \times A_b \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

Para obter a área bruta do parafuso,  $A_b$ , utiliza-se da seguinte equação:

$$A_b = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 2,85 \text{ cm}^2$$

Além disso, de acordo com a Tabela A.3 da ABNT NBR 8800:2008, os parafusos ASTM A307 possuem um valor de  $f_{ub}$  de  $41,5 \text{ kN/cm}^2$ .

Possuindo os dados, basta substituir os valores na equação citada anteriormente para obter a resistência de cada parafuso:

$$F_{v,Rd} = 0,4 \times A_b \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{a2}} = 0,4 \times 2,85 \times \frac{41,5}{1,35} = 35,04 \text{ kN}$$

Como temos 3 parafusos na ligação, o valor total da força que os parafusos resistem é de:

$$F_{Rd,lig} = 3 \times 35,04 = 105,12 \text{ kN}$$

### 7.3.2.2 Resistência de cálculo à pressão de contato

Para furos-padrão, a ABNT NBR 8800:2008 estabelece que a força resistente de cálculo à pressão de contato na parede do parafuso é dada por:

$$F_{c,Rd} = \frac{1,2 \times l_f \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \leq \frac{2,4 \times d_b \times t \times f_u}{\gamma_{a2}}$$

Como apresentado na Figura 7.6, o valor de  $lf$ , distância da borda ao centro do furo, é de  $7,3\text{cm}$ . Já o valor de  $t$  é  $0,8\text{cm}$ . Logo:

$$F_{c,Rd} = \frac{1,2 \times lf \times t \times fu}{\gamma a 2} = \frac{1,2 \times 7,3 \times 0,8 \times 40}{1,35} = 207,64\text{kN}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{2,4 \times db \times t \times fu}{\gamma a 2} = \frac{2,4 \times 1,9 \times 0,8 \times 40}{1,35} = 108,08\text{kN}$$

Logo o valor adotado foi o inferior, de  $108,08\text{kN}$ .

### 7.3.2.3 Verificação da Pega

Somatório das espessuras das chapas (L):

$$5,8\text{mm (viga)} + 0,8\text{mm (chapa)} = 6,6\text{mm}$$

$$L < 5 \times d$$

$$6,6 < 5 \times 1,9 \quad \therefore 6,6 < 9,5 \quad \therefore OK!$$

### 7.3.2.4 Verificação da Ligação

Como o valor da resistência dos parafusos foi inferior à resistência da chapa, este foi o valor adotado para os cálculos. Portanto:

$$45 < 108,08 \quad \therefore OK!$$

## 7.4 Base de pilar

Antes do dimensionamento propriamente dito das bases de pilares, é interessante ressaltar que foi optado que os pilares de toda estrutura fossem engastados, ou seja, há a transmissão de momento fletor para o fundação. Para realizar esse engaste, é necessário que os chumbadores estejam o mais distantes possíveis da linha neutra do pilar, garantindo um maior braço de alavanca.

Uma das vantagens de se utilizar engaste nos pilares, é a maior rigidez da estrutura. Além disso, mesmo que as fundações precisem ser mais robustas, em decorrência da maior rigidez estrutural, geralmente há uma maior economia no custo total da obra.

O dimensionamento das placas de base e dos chumbadores seguiu as recomendações de Bellei (2010), de acordo com o método AISC-ASD.

Como exemplificação dos cálculos, será realizado o dimensionamento da chapa de base do P1, que compreende uma ligação do Tipo 1, do perfil W 200 x 59,0 (H) com a chapa propriamente dita.

**Dados iniciais:**

**Esforços (Combinação Última Normal):**

Força Axial  $Q_z = 310,3kN$

Força  $Q_x = 8,94kN$

Força  $Q_y = 7,57kN$

**Concreto:**

$f_{ck} - 20MPa$

**Chapa:**

Material - A36  $250MPa$

Tabela 7.8 – Dados do material

$f_y(kN/cm^2)$ :	25
$f_u(kN/cm^2)$ :	40
$E(kN/cm^2)$ :	20000

**Perfil W 200 x 59,0 (H):**

Tabela 7.9 – Dados do perfil

$d(mm)$ :	210	$h(mm)$ :	182	$W_x(cm^3)$ :	584,8	$W_y(cm^3)$ :	199,1
$b_f(mm)$ :	205	$d'(mm)$ :	158	$r_x(cm)$ :	8,99	$r_y(cm)$ :	5,18
$t_w(mm)$ :	9,1	Área( $cm^2$ ):	76	$Z_x(cm^3)$ :	655,9	$Z_y(cm^3)$ :	303
$t_f(mm)$ :	14,2	$I_x(cm^4)$ :	6140	$I_y(cm^4)$ :	2041		

**Tensão admissível do concreto:**

Considerando que a área da cabeça do bloco de concreto ( $A_2$ ) será igual à área da placa de base ( $A_1$ ), tem-se:

$$F'_c = 0,35 \times F_{ck} \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0,7 \times F_{ck}$$

$$F'_c = 0,35 \times 2,0 \times \sqrt{1} \leq 0,7 \times 2$$

$$F'_c = 0,7 \leq 1,4$$

Portanto, adotado  $0,7 \text{ kN/cm}^2$ .

**Área necessária de concreto:**

Por meio da resistência do concreto obtida no item anterior e da força axial do projeto, pode-se calcular a área de concreto necessária:

$$A_{nec} = \frac{Q_z}{F'_c} = \frac{310,3}{0,7} = 443,286 \text{ cm}^2$$

**Área adotada de concreto:**

Seguindo o método de dimensionamento, calculou-se os parâmetros  $\Delta$  (comprimento extra na base do concreto) e  $C$  (dimensão de um lado da placa de Base):

$$\Delta = 0,5 \times (0,95 \times d - 0,8 \times bf) = 0,5 \times (0,95 \times 210 - 0,8 \times 205)$$

$$\Delta = 17,75 \text{ cm}$$

e

$$C = \sqrt{A_{nec}} + \Delta = \sqrt{443,286} + 17,75 = 38,80 \text{ cm}$$

Possuindo uma dimensão da chapa de base e sua área, calculou-se sua outra dimensão:

$$B = \frac{A_{nec}}{C} = 11,4 \text{ cm}$$

Como todos os pilares da obra, com exceção dos que compõem a caixa do elevador possuem este mesmo perfil, já foi verificado que o pilar mais solicitado é atendido com uma chapa de dimensões ligeiramente inferiores a  $50 \times 50 \text{ cm}$ . Portanto, esta foi adotada para todas as bases de pilares da estrutura, a fim de padronizar as ligações e adotar medidas múltiplas de  $5 \text{ cm}$ , evitando menos erros na execução.

$$\text{Área total} = 50 \times 50 \text{ cm} = 2500 \text{ cm}^2$$

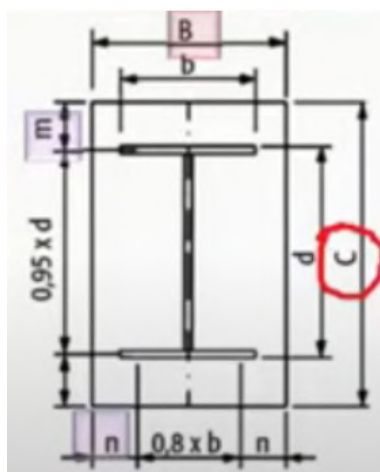
#### Verificação da resistência do concreto:

$$F_c = \frac{Q_z}{2500} = \frac{310,3}{2500} = 0,12 \text{ kN/cm}^2 \leq 2 \text{ kN/cm}^2$$

#### Cálculo das distâncias $m$ e $n$ :

Com os dados obtidos até o momento, pode-se prosseguir o dimensionamento da placa da chapa de base, ao calcular as distâncias  $m$  e  $n$ , exemplificadas na Figura 7.7.

Figura 7.7 – Exemplificação das distâncias  $m$  e  $n$ .



Fonte: Bellei (2010).

$$m = \frac{C - 0,95d}{2} = \frac{50 - 0,95 \times 21,0}{2} = 15,025 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0,8d}{2} = \frac{50 - 0,8 \times 21,0}{2} = 16,6cm$$

Obtidos esses valores, evidenciou-se que o dimensionamento está totalmente dentro dos padrões de segurança.

Por fim, para obter a espessura da chapa de base, é necessário calcular o parâmetro  $n'$  e utilizar-se nas equações que seguem:

$$n' = \frac{\sqrt{d \times bf}}{4} = \frac{\sqrt{21 \times 20,5}}{4} = 5,18$$

$$t = 2,13 \times n' \times \sqrt{\frac{Fc}{fy}} = 2,13 \times 5,18 \times \sqrt{\frac{0,12}{25}} = 0,76cm$$

Para o pilar em questão e com uma chapa dessas dimensões, seria necessário uma chapa com espessura de  $0,76cm$ . Porém, como mencionado anteriormente, foi decidido padronizar todas as chapas de base da estrutura e após o dimensionamento de todos os elementos, foi constatado que, a espessura ideal que atende todas as bases é de  $1,80cm$ . Portanto, foi adotada uma chapa com de espessura  $3/4''$ .

#### **Dimensionamento dos Chumbadores:**

Para as placas de base, foi optado por utilizar 4 chumbadores. Para obter os diâmetros é necessário obter a força horizontal resultante por meio do Teorema de Pitágoras, utilizando as forças  $Q_x$  e  $Q_z$ :

$$H = \sqrt{Q_x^2 + Q_z^2} = \sqrt{8,94^2 + 7,57^2} = 11,71kN$$

Possuindo esse valor da força horizontal resultante, basta aplicá-lo na equação a seguir para obter o diâmetro dos chumbadores:

$$dc = 0,4 \times \sqrt{\frac{H_{res}}{N_{chum}}} = 0,4 \times \sqrt{\frac{11,71}{4}} = 0,68cm$$

Para o pilar em questão, bastaria chumbadores de diâmetro  $0,68cm$ , entretanto, como já citado, para padronizar todas as bases de pilares da edificação, foi necessário um diâmetro de  $2,07cm$ . Logo, adotou-se chumbadores de diâmetro  $7/8''$  ( $22mm$ ).

#### **Ancoragem dos Chumbadores:**

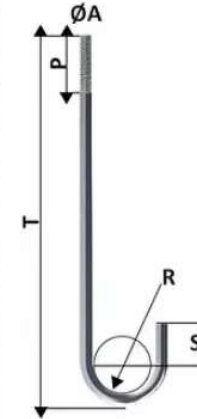
Para a ancoragem dos chumbadores, adotou-se um chumbador tipo J, pois esse tipo proporciona elevada sua capacidade de suportar cargas de tração elevadas. Essa ancoragem é especialmente útil quando se deseja fixar elementos que precisam resistir a forças de puxar, como suportes, trilhos, parapeitos, equipamentos pesados, entre outros. Além disso, é possível citar vantagens como sua facilidade de instalação, e sua durabilidade.

A partir do diâmetro desse chumbador, é possível adquirir, por meio catálogos, os comprimentos adequados de ancoragem já recomendados e entregues pelo fabricante. Foi consultado o catálogo da empresa AllenFix Group, disponível na Figura 7.8.



Figura 7.8 – Catálogo de Chumbadores.

$\varnothing A$ (Pol)	P (mm)	T (mm)	J	PESO / PÇ
3/8"	80	260	74,78	0,169
1/2"	100	320	76,2	0,35
5/8"	100	400	95,25	0,684
3/4"	120	500	114,3	1,226
7/8"	120	600	133,35	1,998
1"	120	750	152,4	3,238
1.1/8"	150	900	171,45	4,894
1.1/4"	150	1100	190,5	7,335
1.3/8"	200	1300	209,55	10,441
1.1/2"	200	1500	228,6	14,288
2"	250	1800	304,8	30,683



Fonte: AllenFix Group.

Como o diâmetro encontrado pelo dimensionamento foi o de 7/8", foram adotadas as medidas conforme o catálogo em questão para o projeto.

## 7.5 Pilares

Para demonstração do dimensionamento dos pilares, será mostrado o processo de cálculo do P15, pilar mais solicitado da estrutura.

### Dados:

Força axial de compressão (ELS), NcSd - 572,98kN

$L = 3,05m$

Perfil W 200 x 59,0 (H):

Tabela 7.10 – Dados do perfil

$d(mm)$ :	210	$h(mm)$ :	182	$Wx(cm^3)$ :	584,8	$Wy(cm^3)$ :	199,1
$bf(mm)$ :	205	$d'(mm)$ :	158	$rx(cm)$ :	8,99	$ry(cm)$ :	5,18
$tw(mm)$ :	9,1	Área( $cm^2$ ):	76	$Zx(cm^3)$ :	655,9	$Zy(cm^3)$ :	303
$tf(mm)$ :	14,2	$Ix(cm^4)$ :	6140	$Iy(cm^4)$ :	2041		

Material - Aço ASTM572GR50

Tabela 7.11 – Dados do material

$$\begin{aligned} f_y(kN/cm^2): & 34,5 \\ f_u(kN/cm^2): & 45 \\ E(kN/cm^2): & 20000 \end{aligned}$$

### Verificação da esbeltez

O dimensionamento foi feito conforme as recomendações da ABNT NBR 8800:2008, e primeiro foi determinada a esbeltez do pilar (item 5.3.4.1 da norma), cujo valor deve ser inferior à 200:

$$\lambda_x = \frac{kx \times Lx}{rx} = \frac{1 \times 305}{8,99} = 33,9 \leq 3200 \quad \therefore OK!$$

$$\lambda_y = \frac{ky \times Ly}{ry} = \frac{1 \times 305}{5,18} = 55,88 \leq 200 \quad \therefore OK!$$

Vale ressaltar que o coeficiente de flambagem,  $k$ , foi adotado como 1, devido às vinculações de apoio.

O segundo passo foi determinar o fator de flambagem local,  $Q$ , para a mesa e para a alma do pilar. Para isso, deve-se verificar se a relação  $\frac{b}{t}$  respeita os limites estabelecidos pela Tabela F.1 da supracitada norma e, após a verificação, adotar o coeficiente  $Q$ , produto de  $Q_s$  por  $Q_a$ .

### Flambagem Local da Mesa (Elemento AL)

$$\frac{b}{t} = \frac{Bf}{2 \times tf} = \frac{205}{2 \times 14,2} = 7,21$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \times \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 13,48$$

$$\frac{b}{t} \leq \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} \quad \therefore 7,21 \leq 13,48 \quad \therefore OK!$$

Como o valor foi inferior ao estabelecido pela norma,  $Q_s = 1$ .

### Flambagem Local da Alma (Elemento AA)

$$\frac{b}{t} = \frac{d'}{tw} = \frac{158}{9,1} = 17,36$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,49 \times \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 35,87$$

$$\frac{b}{t} \leq \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} \quad \therefore 17,36 \leq 35,87 \quad \therefore OK!$$

Como o valor foi inferior ao estabelecido pela norma,  $Qa = 1$ .

Portanto,

$$Q = Qs \times Qa = 1 \times 1 = 1$$

### Determinação do Fator de Flambagem Global $\chi$

O próximo passo é obter força axial de flambagem elástica, conforme o Anexo E da ABNT NBR 8800:2008, dada pela seguinte equação:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{(Kx \times Lx)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 6140}{(1 \times 305)^2} = 13022,62kN$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(Ky \times Ly)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 2041}{(1 \times 305)^2} = 4330,85kN$$

Após a força axial de flambagem elástica obtida, calcula-se o índice de esbeltez reduzido, conforme o item 5.3.3.1 da ABNT NBR 8800:2008, utilizando o menor valor entre  $N_{ex}$  e  $N_{ey}$  para a variável  $Ne$ :

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A \times fy}{Ne}} = \sqrt{\frac{1 \times 76 \times 34,5}{4330,85}} = 0,78$$

Como o valor de  $\lambda_0$ , foi inferior a 1,5, calcula-se então o fator de redução associado à resistência à compressão,  $\chi$ , pela equação que segue:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{0,78^2} = 0,754$$

### Verificação da Resistência

Por fim, com as variáveis obtidas, pode-se determinar, de acordo com a norma, a força de cálculo resistente à compressão axial do pilar pela equação a seguir:

$$N_{cRd} = \frac{\chi \times Q \times A \times f_y}{1,1} = \frac{0,754 \times 1 \times 76 \times 34,5}{1,1} = 1797,26kN$$

Após a obtenção do valor da resistência, basta verificar se o perfil atende à solicitação de cálculo:

$$N_{cRd} \leq N_{cSd} \quad \therefore 572,98 \leq 1797,26 \quad \therefore OK!$$

Portanto, verifica-se que o perfil está apto para resistir às solicitações de projeto.

### Automatização dos cálculos

Assim como para as vigas, foi construída uma planilha para automatização dos cálculos realizados nesta seção para todas os pilares da estrutura, disponibilizada no apêndice, ao fim do memorial.

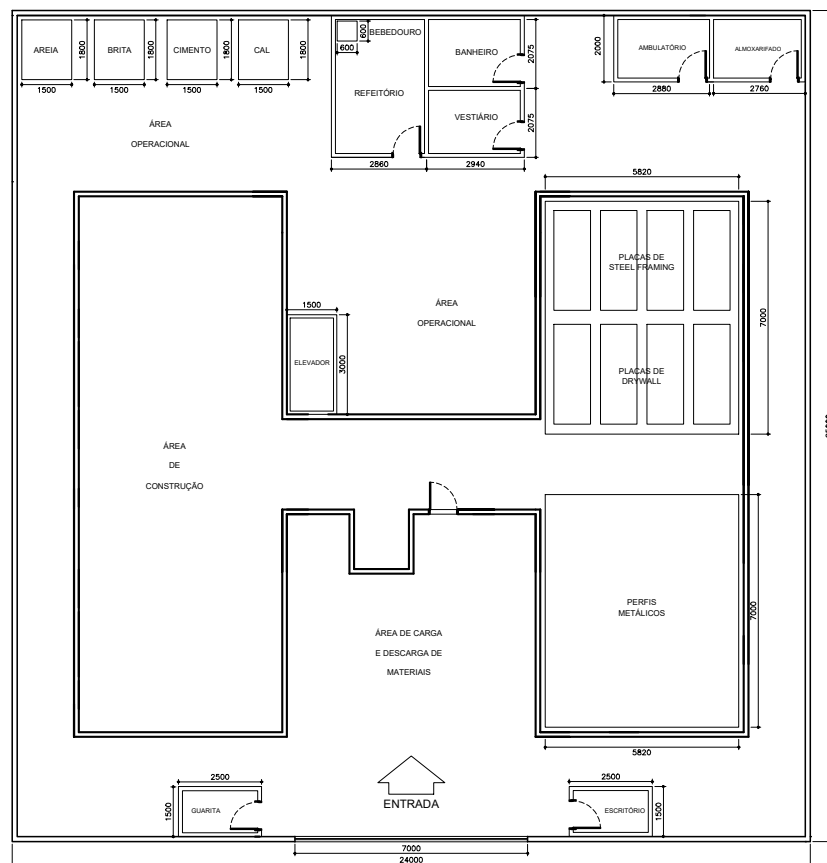


## 8 CANTEIRO DE OBRAS

O canteiro de obras desempenha um papel crucial como local de organização, coordenação e execução das atividades construtivas. É onde ocorre o armazenamento de materiais, montagem de estruturas, instalações de sistemas e todas as etapas de construção. Um canteiro de obras eficiente e bem gerenciado contribui para a segurança dos trabalhadores, otimização dos processos, cumprimento dos prazos e qualidade final da edificação, impactando diretamente na viabilidade e sucesso do empreendimento.

Na Figura 8.1 está apresentado o projeto do canteiro de obras para o desenvolvimento de edifícios de Habitação de Interesse Social (HIS). Este foi dividido em áreas administrativas, operacionais e de vivência. É fundamental destacar que, como se trata de uma edificação que possui boa simetria, enquanto um dos lados está sendo executado, o outro servirá como área de estoque de perfis metálicos, chapas drywall e steel framing. As áreas administrativas e de vivência serão mantidas desde o início até a conclusão da obra, alocadas junto ao térreo, assim como os espaços reservados para depósito de areia, brita, cimento e cal. Isso deverá ocorrer de maneira alternada e sistematizada, até o último pavimento da edificação ser finalizado.

Figura 8.1 – Disposição do canteiro de obras.

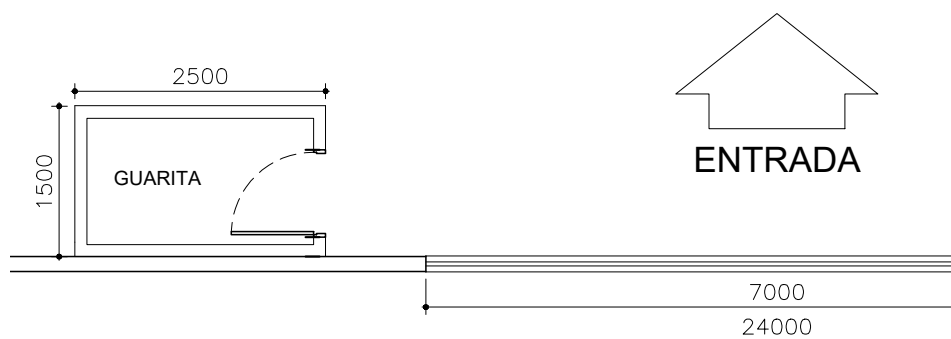


Fonte: Dos autores (2023).

## 8.1 Áreas administrativas

Será instalado um portão com aproximadamente  $7m$  para dar acesso tanto aos funcionários quanto para os veículos de carga de descarga, na melhor via de acesso ao terreno onde a obra será implementada. Junto ao portão, do lado esquerdo, será instalado uma guarita, com dimensões  $2,5m$  por  $1,5m$ , totalizando uma área de  $3,75m^2$ , conforme a Figura 8.2.

Figura 8.2 – Acesso a obra.

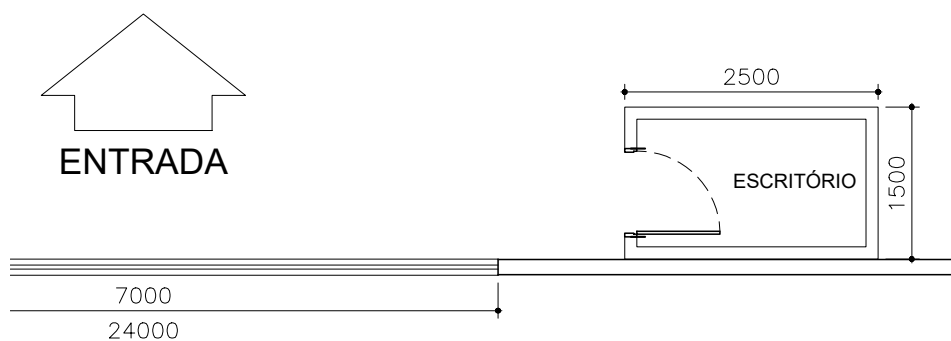


Fonte: Dos autores (2023).

Nesta guarita haverá um funcionário que será responsável pelo fluxo de entrada e saída de pedestres e de veículos, sendo assim possível controlar toda a movimentação interna à obra.

Um escritório será instalado ao lado direito do portão de entrada, no intuito de haver um espaço reservado para se dialogar, buscar soluções e tomar decisões relacionadas a execução do projeto. Este escritório possuirá as seguintes dimensões:  $1,5m$  por  $2,5m$ , totalizando uma área de  $3,75m^2$ . Na Figura 8.3 pode-se notar o espaço no terreno que foi reservado para tal finalidade.

Figura 8.3 – Escritório administrativo.

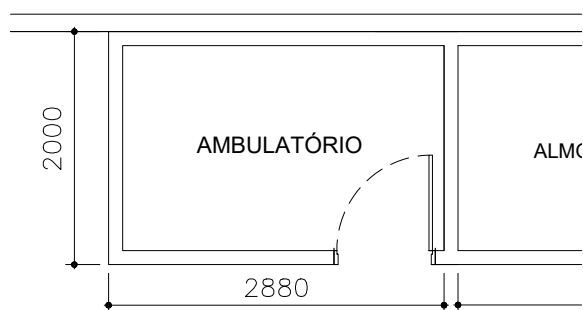


Fonte: Dos autores (2023).



Ao fundo do terreno e do lado direito será instalado um espaço para eventuais atendimentos de urgência e emergência médica, no intuito de zelar pela saúde dos que ali trabalharão. Este ambulatório terá  $2,0m$  por  $2,88m$  de dimensões e  $5,76m^2$  de área, conforme Figura 8.4.

Figura 8.4 – Ambulatório médico.

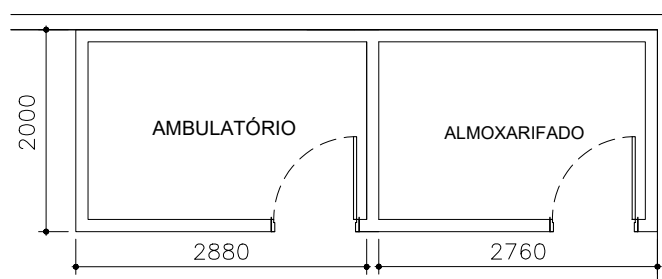


Fonte: Dos autores (2023).

## 8.2 Áreas operacionais

Ao lado do ambulatório será instalado um espaço que será destinado ao almoxarifado e depósito de diversas ferramentas que serão utilizadas corriqueiramente ao longo dos dias e guardadas em segurança ao final deles. Para isto, se reservou uma área de  $5,52m^2$ , com dimensões  $2,0m$  por  $2,76m$ , conforme ilustra a Figura 8.5.

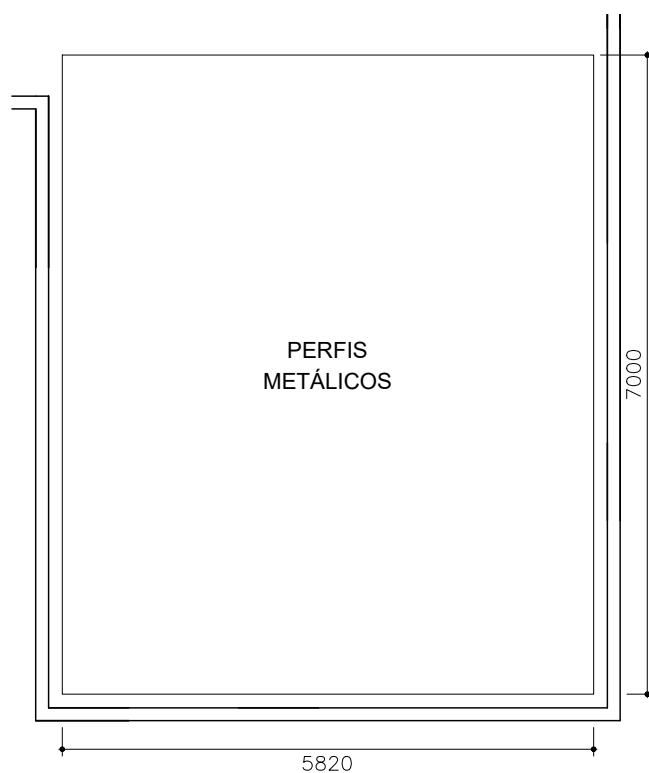
Figura 8.5 – Almoxarifado/ferramentaria.



Fonte: Dos autores (2023).

Os perfis metálicos que serão utilizados para a montagem da parte estrutural da edificação serão fabricados por uma determinada empresa que ficará responsável pela entrega e execução da montagem dos pórticos da edificação. Para tanto, destinou-se um espaço com  $5,82m$  por  $7,00m$  de dimensões e  $40,74m^2$  de área para o armazenamento de tais peças enquanto estarão sendo entregues pelo fabricante, conforme Figura 8.6.

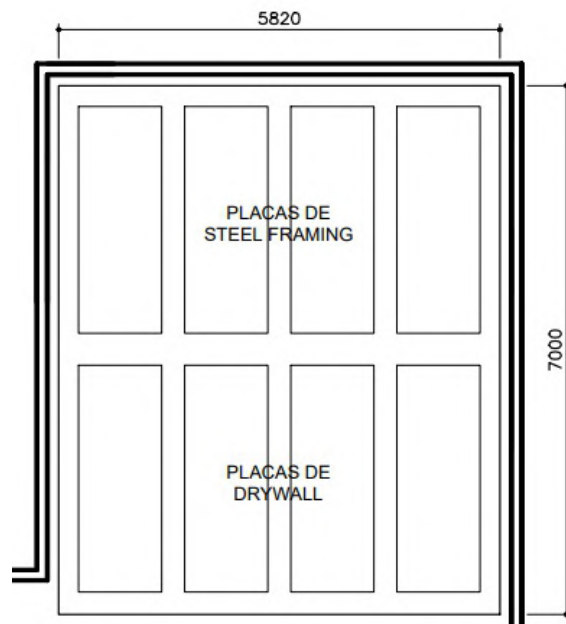
Figura 8.6 – Perfis Metálicos.



Fonte: Dos autores (2023).

Assim como para os perfis metálicos, também se destinou uma área de  $40,74m^2$  e dimensões  $5,82m$  por  $7,00m$  para o armazenamento das placas de drywall e light steel framing que serão utilizadas para a montagem das paredes internas e externas, respectivamente. A Figura 8.7 destaca este espaço.

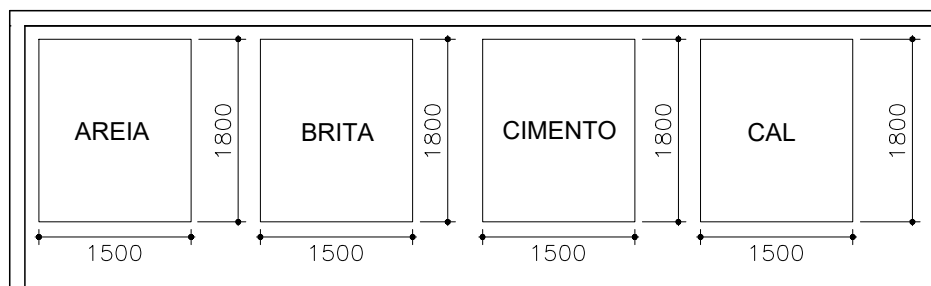
Figura 8.7 – Drywall e Light Steel Framing.



Fonte: Dos autores (2023).

Materiais como, areia, brita, cimento e cal, não serão utilizados em larga escala durante a execução deste projeto, como seriam em obras mais convencionais, onde o concreto seria responsável por originar toda a estrutura. Mesmo assim, destinou-se 4 (quatro) espaços com  $1,5m$  por  $1,8m$  e área igual a  $2,70m^2$  para o depósito de tais materiais, conforme a Figura 8.8.

Figura 8.8 – Areia, brita, cimento e cal.

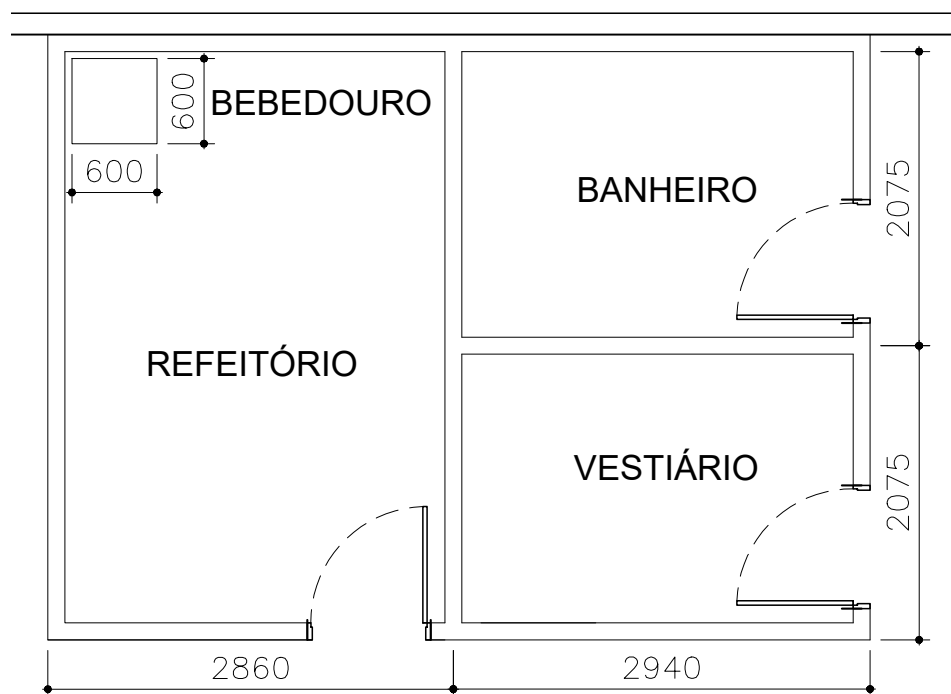


Fonte: Dos autores (2023).

### 8.3 Áreas de vivência

Estes espaços referem-se ao refeitório, vestiário e banheiro. Ao refeitório será destinada uma área de  $11,87m^2$ , com dimensões  $2,86m$  por  $4,15m$ . Ao vestiário,  $6,10m^2$  com  $2,94m$  por  $2,075m$  de dimensões. Em relação ao banheiro, este possuirá as mesmas dimensões do vestiário e, conseqüentemente, a mesma área. No refeitório será instalado um bebedouro com água fresca e potável para livre acesso dos funcionários, como é possível notar por meio da Figura 8.9.

Figura 8.9 – Áreas de vivência.



Fonte: Dos autores (2023).



## 9 MATERIAIS PARA EXECUÇÃO DO PROJETO

### 9.1 Quantificação e consumo dos materiais metálicos

Para obter o valor do consumo total de aço da estrutura, foram quantificados todos os elementos metálicos utilizados. Para isso, primeiramente foi gerado um resumo dos comprimentos e pesos dos perfis das vigas e pilares, por meio do software Cype 3D, conforme Tabela 9.1. Com isso, obteve-se o valor de 33923,82kg de aço utilizados para as vigas e pilares da edificação.

Tabela 9.1 – Quantificação dos perfis utilizados para as vigas e pilares.

Tabela resumo												
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso		
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)
Aço laminado	A-572 345MPa	H	W 200 x 59.0	250.880	299.680		1.907	2.130		14967.50	16718.18	
			W 200 x 35.9	48.800			0.223			1750.68		
			W 250 x 17.9	551.749			1.275			10005.14		
			W 200 x 22.5	28.640			0.083			651.99		
			W 200 x 19.3	329.060			0.826			6483.63		
		I	W 250 x 22.3	2.860			0.008			64.88		
			912.309			2.192			17205.65			
						1211.989			4.322		33923.82	

Fonte: Cype 3D.

Em seguida, o mesmo procedimento foi feito para os elementos metálicos do telhado. A Tabela 9.2 apresenta os valores resumidos dos perfis da cobertura que se situa sobre duas das áreas residenciais, e a Tabela 9.3 da cobertura localizada em cima do corredor, gerados pelo software Cype 3D.

Tabela 9.2 – Quantificação dos perfis utilizados na primeira parte da cobertura.

Tabela resumo												
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso		
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)
Aço laminado	A-572 345MPa	Perfil U	U 76.2 x 4.3	8.434	8.434		0.007	0.007		51.51	51.51	
						8.434		0.007				51.51
Aço dobrado	A-36	U	U100X80X4.75	58.239	150.890	150.890	0.068	0.094	0.094	530.39	739.12	739.12
			U75X40X1.52	12.652			0.003			22.64		
			U100X50X1.52	80.000			0.024			186.10		

Fonte: Cype 3D.

Tabela 9.3 – Quantificação dos perfis utilizados na cobertura do corredor.

Tabela resumo											
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso	
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)
Aço dobrado	A-36	U	U50X25X1.52	1.300	20.113	35.113	0.000	0.004	0.010	1.47	35.14
			U75X40X1.52	18.813			0.004			33.66	
			C75X40X15X2.00	15.000			0.005			40.44	
				15.000			0.005			40.44	
											75.58

Fonte: Cype 3D.

Diante disso, obteve-se o valor de 1656,84kg de aço utilizados na cobertura da edificação, conforme Equação 9.1.

$$2(51,51 + 739,12) + 75,58 = 1656,84kg \quad (9.1)$$

Conforme dito na Seção 7.1, o peso próprio da laje que será utilizada é de  $2,79kN/m^2$ , ou  $284,50kg/m^2$ , em que leva em consideração o aço e o concreto. Sabendo que o peso específico aparente do concreto simples, segundo a norma NBR 6120:2019, é de  $24kN/m^3$ , e que a altura do concreto na laje pode ser considerada igual a  $0,115m$ , então pode-se considerar que o concreto utilizado na laje tem uma massa por unidade de área de  $281,44kg/m^2$ .

Tendo isso em vista, a massa de aço utilizada na laje pode ser obtida subtraindo a massa total da laje pela massa total do concreto. Sendo assim, a massa da laje por unidade de área tem o valor de  $3,06kg/m^2$ .

A laje tem uma área de  $225,86m^2$  por pavimento, logo, a área total da laje será de  $903,44m^2$ .

Com isso, obtém-se o valor 2764,53kg de consumo de aço utilizado na laje, conforme Equação 9.2.

$$3,06kg/m^2 \times 903,44m^2 = 2764,53kg \quad (9.2)$$

Além disso, foi calculada a massa e a quantidade de perfis utilizados para compor a escada. Esses valores estão mostrados na Tabela 9.4.

Tabela 9.4 – Quantificação dos perfis utilizados na escada.

Série	Perfil	Comprimento (m)	Massa Linear (kg/m)	Massa do Perfil (kg)	Quantidade
I	W 250x17,9	4,849	17,90	86,80	4
I	W 250x17,9	2,860	17,90	51,20	8
U	U 254,00x22,77x6,10	5,085	6,10	31,02	6
U	h=280mm; b=100mm	1,200	22,69	27,23	48

Fonte: Dos autores (2023).

Sendo assim, o consumo de aço utilizado para compor a escada é de 2249,96kg, conforme Equação 9.3.

$$4 \times 86,80 + 8 \times 51,20 + 6 \times 31,02 + 48 \times 27,23 = 2249,96kg \quad (9.3)$$

Por fim, foi somada a massa de aço utilizada nas vigas, pilares, cobertura, laje e escada, conforme Equação 9.4.

$$33923,82 + 1656,84 + 2764,53 + 2249,96 = 40595,15kg \quad (9.4)$$

Logo, conclui-se que o consumo total de aço estimado para a estrutura é de 40595,15kg.

## 9.2 Quantificação e consumo de concreto

Conforme dito na seção anterior, o consumo de concreto usado nas lajes é 281,44kg/m<sup>2</sup>, e como a área total de lajes no edifício é igual a 903,44m<sup>2</sup>, tem-se o valor para o consumo de concreto nas lajes apresentado na Equação 9.5.

$$281,44kg/m^2 \times 903,44m^2 = 254.264,15kg \quad (9.5)$$



Além disso, foi também calculado o consumo de concreto utilizado para preencher os degraus das escadas. O consumo de concreto em um degrau é apresentado na Equação 9.6.

$$24kN/m^3 \times (1000/9,81m/s^2) \times 0,2674m \times 0,0937m \times 1,2358m = 75,75kg \quad (9.6)$$

Como há três lances de escada no prédio, e cada lance apresenta 16 degraus, o consumo total de concreto nas escadas é dado na Equação 9.7.

$$75,75kg \times 16 \times 3 = 3.636,07kg \quad (9.7)$$

Por fim, foi feita a soma dos consumos de concreto das lajes e escada e apresentada na Equação 9.8.

$$254.264,15kg + 3.636,07kg = 257.900,22kg \quad (9.8)$$

Portanto, o consumo total de concreto calculado para a estrutura é de 257.900,22kg ou aproximadamente 258 toneladas.

### 9.3 Fabricação do aço

Segundo o Ferraz (2003), o minério, cuja origem básica é o óxido de ferro (FeO), é aquecido a uma temperatura elevada em fornos especiais (alto forno), reduzindo o teor de carbono, e formando uma liga metálica constituída basicamente de ferro e carbono, que é chamada de aço.

O processo para a formação dos perfis e chapas metálicas começa com a seleção do tipo de aço adequado, mencionado no Capítulo 3, que pode variar em composição química e grau de resistência, dependendo da aplicação final. O aço é então aquecido, tornando-o maleável e facilitando a deformação.

Para a produção de chapas de aço, o aço aquecido é despejado em um lingotamento contínuo ou lingotamento convencional, onde é transformado em placas grossas. As placas resultantes são então laminadas a quente, que aplicam pressão e reduzem a espessura do aço para as dimensões desejadas. Durante esse processo, as chapas passam por uma série de rolos, que as achatam e as esticam, resultando em uma superfície uniforme e uma espessura precisa. As chapas de aço podem então ser cortadas em tamanhos específicos.

Os perfis laminados de aço são fabricados de forma semelhante, mas com um enfoque na criação de formas específicas. O material é passado em rolos traçionados, que reduzem a área de seção transversal das peças. Esses rolos moldam o aço em perfis desejados, o que é possível devido a sua deformação plástica após aquecido. A temperatura controlada durante esse processo é crítica para garantir que o aço mantenha sua forma após a conformação.

Segundo Schmitzhaus, (2015), os perfis laminados são fabricados através do processo de laminação a quente, que envolve uma série de transformações mecânicas aplicadas aos metais. Esses perfis podem assumir várias formas ou seções, como ilustrado na Figura 9.1.

Figura 9.1 – Tipos de perfis laminados.



Fonte: Schmitzhaus (2015).

Conforme explicado por Silva e Fruchtengarten (2012): “A Siderúrgica Aço Minas Gerais – AÇOMINAS, hoje integrante do grupo Gerdau, foi projetada para suprir o mercado com perfis laminados adequados ao uso na construção civil. Por se tratar de um perfil fabricado diretamente na siderúrgica, há dimensões padronizadas. Os perfis laminados fabricados no Brasil dividem-se em duas séries: W e HP. A designação dos

perfis é a série seguida da altura e da massa por unidade de comprimento”.

## 9.4 Transporte

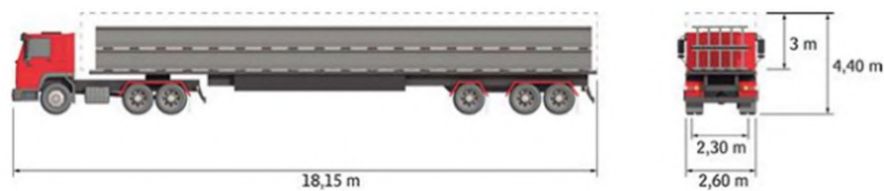
É importante destacar a importância dos cuidados especiais necessários no transporte desses elementos, visando prevenir acidentes não apenas nas rodovias e avenidas, mas também no próprio canteiro de obras. No Brasil, o transporte rodoviário prevalece como principal meio de transporte, logo, é inegável que o caminhão seja o principal veículo para conduzir as peças até o seu destino final.

Primeiramente, é essencial aderir às diretrizes técnicas e de segurança relativas às dimensões das peças durante o processo de transporte e montagem. Nesse projeto, não será necessário ter um transporte especial, já que as peças têm dimensões menores que 12m.

Segundo Humberto Bellei, membro da comissão executiva do CBCA: "Como em qualquer sistema industrializado, o transporte das estruturas metálicas precisa ser planejado de maneira eficiente, de modo a reduzir os impactos de custo, armazenagem, integridade da carga, movimentação e impactos de vizinhança que algumas vezes são esquecidos. Desta forma, não existe uma regra e sim a necessidade de se planejar, implantar e controlar todas as etapas da operação, que vão desde o projeto estrutural até a entrega final na obra”.

De acordo com Escóssia (2016): “As peças devem ser projetadas em dimensões e peso compatíveis com os caminhões que farão o transporte”. A legislação de trânsito brasileira estabelece que os veículos de transporte rodoviário devem ter largura máxima de 2,60m, comprimento total máximo de 14m para os caminhões trucados ou de 18,15m para os veículos articulados e altura máxima em relação ao solo de 4,40m. Conforme exemplo apresentado na Figura 9.2

Figura 9.2 – Recomendações para o transporte e montagem de estruturas metálicas.



Fonte: Escóssia (2016).

Além disso, segundo o Conselho Nacional de Trânsito (Contran), para um veículo com eixo triplo e rodagem dupla, a massa total de material sobre a carreta não pode ultrapassar o valor de 25,5 toneladas.

Tendo em vista as informações apresentadas acima, deve-se considerar as diferentes dimensões dos perfis utilizados, em que têm seus comprimentos variando entre 1,20m a 7,62m, além das chapas de aço utilizadas para as paredes, lajes e telhados.

Ainda de acordo com as palavras de Escóssia (2016), para garantir uma produção eficiente e no momento certo, é essencial embarcar as peças de acordo com a sequência de montagem na fábrica. Recomenda-se alinhar as entregas ao cronograma de construção para seguir o conceito "just in time", evitando excesso de atrasos, e também o excesso de estoque, ou seja, deve-se evitar colocar na obra mais itens do que se pode armazenar de forma apropriada. Além disso, a verificação das peças é crucial durante o recebimento, recomendando uma lista de itens esperados.

O manual de Transporte e Montagem do CBCA recomenda o seguinte: “As peças devem ser acondicionadas de modo que as mais pesadas sejam embarcadas primeiro, e as mais leves sobre aquelas. É recomendável a utilização de caibros de madeira entre as camadas de peças, facilitando a passagem de cabos ou cintas para as operações de carga e descarga”.

As cintas danificam menos a pintura que cabos de aço, portanto a fixação segura da carga é importante, podendo demandar embalagens especiais, especialmente para estruturas com pintura finalizada. Escóssia (2016) recomenda que

as peças leves, que se encaixam umas sobre as outras, sejam atadas em feixes, agilizando o trabalho na hora da operação de carga e descarga.

## **9.5 Montagem**

Segundo o Manual de Transporte e Montagem do CBCA, é crucial garantir que a estrutura seja montada nos níveis corretos e dentro das tolerâncias especificadas, seguindo os eixos e fileiras indicados nos desenhos do projeto. Tendo isso em vista, o montador assume a responsabilidade pela localização precisa e elevação correta da estrutura. É recomendável orientar o construtor sobre a precisão necessária.

O montador deve ser cuidadoso na identificação de erros e avaliação de sua adequação dentro de uma faixa de tolerância aceitável para permitir a montagem sem problemas. Os gabaritos para espaçamento e locação dos chumbadores são recomendados para evitar pequenos erros. Os erros significativos podem exigir ações corretivas, como a execução de novas fundações ou a modificação das peças da estrutura. Além disso, erros que afetem o alinhamento dos pilares devem ser tratados com extrema cautela, uma vez que podem comprometer a segurança da estrutura.

As estruturas devem ser montadas a partir de um plano horizontal de referência, e as fundações devem passar por verificações para garantir que estejam nos locais corretos. É essencial garantir que os chumbadores permaneçam aprumados e firmemente instalados durante a concretagem das bases.

Além disso, para garantir a precisão, recomenda-se as verificações de esquadro entre os blocos de fundação. Os poços de elevador também devem ser examinados com atenção para garantir que atendam às tolerâncias especificadas. Mesmo com precauções, pequenos erros nos calços podem ocorrer após o aperto dos chumbadores, e nesses casos, cunhas de aço podem ser empregadas para corrigir pequenas irregularidades e manter o prumo dos pilares.

Após a limpeza do terreno e a instalação do canteiro de obras, começa a montagem da estrutura. No início da montagem, é indicado criar estruturas provisórias de contraventamento para garantir a segurança. Além disso, deve-se tomar atenção para eliminar a possibilidade de algum choque de equipamentos ou veículos na coluna. É crucial deixar todas as colunas estabilizadas após uma jornada de montagem.

Os pilares são conectados nas fundações, por meio de chumbadores, formando ligações engastadas. O Manual de Transporte e Montagem do CBCA recomenda seguir os seguintes passos:

- Montar algumas colunas da estrutura;
- Montar as vigas principais que interligam as colunas umas às outras;
- Montar as estruturas de contraventamento entre as colunas;
- Montar as vigas secundárias que se apoiam nas vigas principais;
- Verificar prumo, alinhamento e esquadro;
- Torquear ligações parafusadas;
- Soldar ligações soldadas.

No processo de montagem é essencial que as partes superiores das colunas estejam firmemente conectadas ao segmento inferior antes de liberar o guindaste. A solda de topo, será parcialmente realizada para garantir que o guindaste possa ser liberado assim que houver solda suficiente para resistir aos esforços de montagem. Ademais, as talas desempenharão um papel fundamental no fornecimento da estabilidade necessária para a peça. Conforme exemplo apresentado na Figura 9.3

Figura 9.3 – Montagem de Estruturas Metálicas.



Fonte: Dos autores (2023).

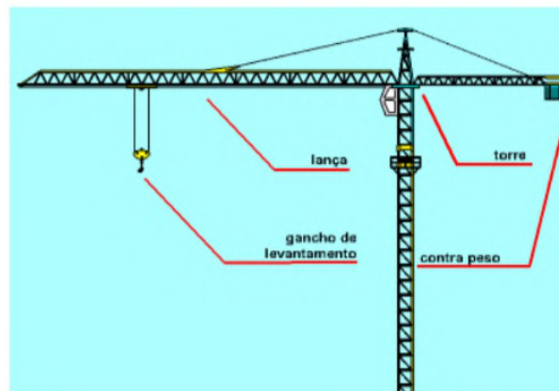
## **9.6 Equipamentos**

### **9.6.1 Grua**

A grua é um equipamento de içamento vertical fundamental na construção de edifícios de múltiplos andares, desempenhando um papel crucial na elevação e movimentação de cargas pesadas. Estas máquinas complexas e imponentes são notáveis por sua capacidade de levantar objetos de grande peso a alturas impressionantes, tornando possível a realização de projetos que, de outra forma, seriam praticamente inviáveis.

Uma grua típica é composta por uma torre vertical ou lança horizontal, que é montada em uma base sólida. O braço da grua é equipado com um gancho ou outros dispositivos de içamento que permitem agarrar e mover objetos pesados. Além disso, as gruas possuem contrapesos para garantir estabilidade durante as operações de elevação. Um exemplo é apresentado na Figura 9.4.

Figura 9.4 – Grua fixa, com seus elementos destacados.



Fonte: Engel e Ferreira (2008).

É de suma importância o operador ter um treinamento especializado ao manusear o equipamento, além de utilizar este equipamento com cuidado e atenção, já que um erro pode levar ao colapso da estrutura, ou mesmo a morte de alguém.

Segundo o Manual de Transporte e Montagem do CBCA: “a grua deve cobrir toda a projeção da estrutura, com capacidade de içar as cargas mais distantes. A área de estocagem de peças deve estar dentro de seu raio de operação.”

A altura da estrutura, o valor da maior carga de um elemento e do seu respectivo momento de tombamento e a melhor localização da grua com o maior raio de operação são as principais informações que devem ser analisadas ao escolher a grua mais adequada para a construção.

### 9.6.2 Guindaste

O guindaste é outro equipamento de içamento vertical fundamental nas construções feitas em estruturas metálicas. A principal característica de um guindaste é a capacidade de levantar cargas pesadas de forma controlada e precisa. Isso é possível graças a um sistema de contrapeso que equilibra o peso da carga, permitindo que o guindaste mova-se com estabilidade.

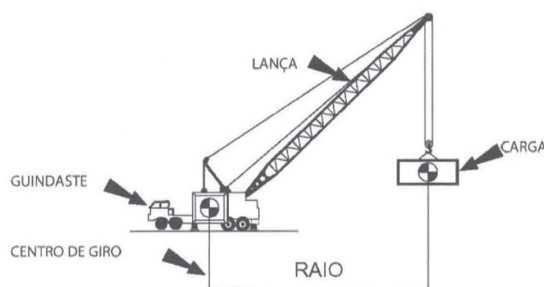


Além disso, os guindastes são equipados com cabos de aço ou correntes robustas e ganchos resistentes para agarrar e içar objetos pesados com segurança. Este equipamento tem capacidade de giro da lança segundo um eixo vertical, que pode se mover em 360°.

A segurança é uma preocupação primordial ao operar um guindaste. Os operadores de guindastes devem passar por treinamento especializado para garantir que eles possam operar a máquina de forma segura e eficiente. Medidas de segurança adicionais, como a verificação regular da máquina e o uso de equipamentos de proteção, são essenciais para evitar acidentes.

Com base na Figura 9.5, o raio representa a distância horizontal entre o centro da máquina e a carga. A lança é uma estrutura alongada que se estende para fora a partir do corpo principal do guindaste, usada para alcançar a carga que precisa ser levantada ou movida e pode ser ajustada em comprimento e ângulo. O manual do CBCA explica que a capacidade máxima de um guindaste é determinada pela resistência estrutural do equipamento, a capacidade do guincho e a sua estabilidade diante da carga.

Figura 9.5 – Determinação de raio de operação e comprimento da lança.



Fonte: Manual de Transporte e Montagem do CBCA (2018).

### 9.6.3 Caminhões e reboques

Os equipamentos de transporte horizontal desempenham um papel crucial nas construções de estruturas metálicas, permitindo que as peças sejam entregues

e armazenadas com eficiência e segurança o mais próximo possível do local da obra.

Os caminhões são fundamentais no transporte de materiais na obra de construção. Eles são projetados para transportar grandes cargas e oferecem a capacidade de movimentar peças de metal de diversos tamanhos e pesos.

Os caminhões utilizados nesse contexto são geralmente equipados com guindastes ou guinchos, como mostrado na Figura 9.6, o que permite o carregamento e descarregamento eficiente das peças diretamente no local da obra. Além disso, é importante que sejam equipados com estruturas de segurança, para garantir que as cargas sejam transportadas de forma estável e sem riscos.

Figura 9.6 – Caminhão para montagem de estruturas metálicas.



Fonte: <https://www.alptransportes.com.br>.

Os reboques também desempenham um papel importante na logística de transporte em obras de estruturas metálicas. Eles são frequentemente usados para transportar peças longas e volumosas, como vigas e colunas, que podem não caber nos caminhões convencionais. Os reboques são projetados para acomodar essas peças de forma segura e oferecem flexibilidade na entrega, permitindo que as cargas sejam armazenadas temporariamente no local da obra ou em áreas próximas até que sejam necessárias na construção.

Uma das principais vantagens do uso de caminhões e reboques para o transporte de peças de estruturas metálicas é a capacidade de descarregar e arma-

zenar os materiais de forma estratégica e conveniente. Isso ajuda a otimizar o fluxo de trabalho da construção, economizar tempo e minimizar os custos associados ao transporte de materiais.

Além disso, esses equipamentos são essenciais para garantir a segurança no canteiro de obras. Os operadores de caminhões e reboques também precisam estar treinados para lidar com cargas pesadas e volumosas, garantindo que o manuseio e a movimentação das peças ocorram com segurança. Isso reduz o risco de acidentes no local de trabalho e contribui para um ambiente de trabalho mais seguro.

#### **9.6.4 Outros equipamentos**

O manual do CBCA mencionado anteriormente lista as ferramentas essenciais para utilizar na construção, dividindo-as em três categorias: ferramentas manuais, ferramentas pneumáticas e ferramentas elétricas.

Dentro das ferramentas manuais, encontram-se chaves de boca, de estria ou combinadas, espinas, nível de precisão, prumo, talha de alavanca, talha de cabo de aço, nível e teodolito. As ferramentas pneumáticas incluem esmerilhadeiras, máquinas de torque e agulheiros. Por fim, as ferramentas elétricas abrangem esmerilhadeiras, furadeiras manuais, parafusadeiras manuais, furadeiras de base magnética, marteleiros e máquinas de torque.

As ferramentas manuais, pneumáticas e elétricas citadas desempenham um papel essencial na construção. Elas são fundamentais para a precisão, eficiência e segurança em diversas tarefas, desde a montagem de estruturas até o acabamento de peças. Essas ferramentas possibilitam o alinhamento adequado, fixação segura, perfurações precisas e o aperto correto de parafusos, contribuindo diretamente para a qualidade e para o sucesso do projeto.

Para esse projeto, também foi utilizado soldas, stud bolts e parafusos específicos para fazer as ligações necessárias. Esses elementos já foram mencionados

e especificados nas seções anteriores. Nesse projeto, não foi incorporado o uso de graute, considerando alternativas que atendem aos requisitos de resistência e estabilidade da estrutura de forma eficaz.



## **10 SEGURANÇA E MANUTENÇÃO**

Na construção civil, a segurança e a manutenção contínua de um edifício após a conclusão da sua construção são de extrema importância. A segurança assegura que o edifício seja capaz de suportar as cargas e tensões a que está exposto, garantindo a integridade estrutural e a proteção das pessoas que o utilizam.

Além disso, a manutenção adequada prolonga a vida útil do edifício e preserva seu valor ao longo do tempo. Falhas na manutenção podem resultar em deterioração prematura, desgaste dos materiais, infiltrações, corrosão e outros problemas que comprometem a segurança, a estética e a funcionalidade do edifício.

Uma manutenção regular, que inclui inspeções, reparos e substituições conforme necessário, ajuda a identificar problemas em estágios iniciais, evitando danos mais graves e custos mais elevados no futuro. Além disso, manter o edifício em boas condições contribui para a segurança dos ocupantes e para a conformidade com regulamentos de segurança e códigos de construção.

Em suma, a segurança e a manutenção são pilares fundamentais na construção civil, garantindo não apenas a segurança das pessoas, mas também a preservação do valor do investimento ao longo do tempo.

### **10.1 Proteção da edificação contra corrosão**

A manutenção das vigas e pilares de aço é uma consideração crucial para garantir a integridade estrutural e a durabilidade de edifícios construídos com estruturas metálicas. Enquanto as estruturas metálicas oferecem vantagens notáveis em termos de resistência e versatilidade, a corrosão é uma ameaça significativa que pode comprometer sua estabilidade ao longo do tempo.

Segundo Rocha (2007), para otimizar a manutenção, é essencial catalogar e acessar detalhes construtivos, separar ferramentas adequadas, treinar equipes para avaliar e realizar atividades técnicas, bem como criar uma base de dados com

detalhes das instalações e equipamentos. Isso contribui para um planejamento eficaz e uma programação de manutenção bem organizada.

A corrosão é um processo natural que ocorre quando os elementos de aço entram em contato com o ambiente. Em áreas urbanas e próximas ao mar, a agressividade atmosférica, a umidade e a poluição podem acelerar esse processo. Além disso, a exposição constante a fluidos corrosivos, como água salgada ou produtos químicos, pode causar danos às superfícies metálicas. A norma ABNT NBR 8800:2008 classifica os ambientes em seis categorias de corrosividade, de C1 a C5-M. Para determinar a categoria do ambiente, recomenda-se a exposição de espécimes de monitoramento. De acordo com Costa (2012), uma das principais causas de colapso das estruturas é a corrosão.

Um plano de manutenção preventiva dos elementos de aço devem abranger várias etapas fundamentais:

- **Inspecção Regular:** Necessário para detectar sinais iniciais de corrosão, como manchas de ferrugem, descamação ou mudanças na cor da superfície. Essas inspeções podem identificar problemas antes que se tornem críticos;
- **Limpeza e Tratamento:** As limpezas devem ser regulares, já que remove sujeira, poeira e umidade das superfícies metálicas. A aplicação de revestimentos anticorrosivos, como tintas e vernizes, pode ajudar a proteger contra a corrosão;
- **Monitoramento de Agressividade Ambiental:** É de suma importância verificar o ambiente em que o edifício estará localizado. As áreas com alta umidade, exposição à maresia e poluição atmosférica requerem inspeções e manutenções mais frequentes;
- **Manutenção de Acessórios:** É importante a verificação de conexões, parafusos e soldas regularmente, pois esses detalhes podem ser pontos críticos

para a corrosão e podem enfraquecer a estrutura se não forem mantidos adequadamente;

- Acompanhamento de Reparos: Caso sejam identificados danos, ações corretivas devem ser tomadas imediatamente. Isso pode envolver a remoção da corrosão, reforço estrutural e a aplicação de revestimentos protetores;
- Documentação Detalhada: Manter registros detalhados das inspeções, manutenções e reparos realizados. Isso ajuda a rastrear a história da manutenção e a tomar decisões informadas sobre ações futuras;
- Treinamento e Conscientização: Os responsáveis pela manutenção devem ter o treinamento adequado para identificar problemas e tomar medidas apropriadas. Conscientizar a equipe sobre a importância da manutenção preventiva é essencial;
- Planejamento Orçamentário: Estabelecer um plano de orçamento para as atividades de manutenção. Investir regularmente em manutenção pode evitar custos significativos associados a reparos emergenciais ou substituições completas.

A manutenção preventiva das estruturas metálicas é uma medida crucial para preservar a integridade da estrutura do edifício. A combinação de inspeções regulares, limpeza, monitoramento ambiental e ações corretivas pode ajudar a prevenir a corrosão e a prolongar a vida útil das estruturas metálicas. Ao integrar essa abordagem de manutenção desde o projeto inicial, os benefícios a longo prazo em termos de segurança, durabilidade e custo-benefício podem ser substanciais.

Segundo a norma ABNT NBR 8800:2008: “Por vida útil de projeto entende-se o período de tempo durante o qual se mantém as características das estruturas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e consumidor, bem como execução de reparos necessários decorrentes de danos ambientais.”



A norma citada enfatiza que os componentes de aço devem ser projetados de maneira a permitir acesso para inspeção e manutenção do sistema de pintura. Isso pode incluir a instalação de passarelas e plataformas para facilitar o deslocamento seguro das pessoas envolvidas. Além disso, é importante garantir boa iluminação durante essas atividades.

Para evitar pontos de corrosão, a norma destaca a importância de tratar frestas estreitas e juntas sobrepostas. O preenchimento dessas frestas com um calço de aço soldado pode prevenir a retenção de umidade e sujeira, reduzindo o risco de corrosão. A utilização de soldas contínuas é recomendada para minimizar esse risco.

Além disso, é essencial prevenir a retenção de água e sujeira em configurações geométricas que favoreçam o acúmulo. Superfícies inclinadas ou chanfradas são sugeridas para promover a drenagem adequada. Eliminar áreas onde água e sujeira possam ficar retidas também é enfatizado.

Outro ponto importante é o sistema de água, incluindo instalações hidráulicas e sanitárias, que também requer atenção especial no contexto da manutenção predial preventiva. Vazamentos, entupimentos e corrosão interna das tubulações podem ocorrer ao longo do tempo, afetando o funcionamento adequado do sistema e potencialmente causando danos a outras partes da edificação. A realização de inspeções regulares e a substituição de componentes desgastados são medidas importantes para evitar problemas relacionados à água. Isso não apenas preserva a integridade do sistema, mas também contribui para a eficácia e segurança do edifício como um todo.

No que diz respeito a seções fechadas ou tubulares, a norma ABNT NBR 8800:2008 indica que componentes tubulares abertos devem ser providos com aberturas de dreno para evitar a acumulação de umidade e componentes tubulares selados devem ter suas bordas seladas por soldas contínuas para prevenir a penetração de água.

Além disso, o elevador é um componente crítico da infraestrutura de um edifício de múltiplos pavimentos, e sua manutenção deve ser priorizada. Inspeções regulares e manutenção preventiva são essenciais para garantir a segurança dos usuários e prolongar a vida útil do equipamento. Problemas como falhas elétricas, desgaste mecânico e desalinhamento podem surgir com o tempo. A realização de manutenções programadas conforme as normas e recomendações do fabricante do elevador é fundamental para minimizar interrupções e evitar incidentes.

Para complementar, as instalações elétricas representam um componente vital de qualquer edifício e requerem atenção especial quando se trata de manutenção predial preventiva. Essas instalações são uma das principais causas de incêndios em edifícios, e a falta de manutenção adequada pode levar a curtos-circuitos, sobrecargas e perda patrimonial. Portanto, implementar um programa de manutenção regular para as instalações elétricas é crucial para garantir a segurança dos moradores e a funcionalidade contínua do edifício.

A incorporação de um plano de manutenção abrangente, conforme as normas aplicáveis e diretrizes do fabricante, ajuda a evitar danos, custos excessivos e problemas de segurança, garantindo a integridade e eficácia do edifício ao longo do tempo.

## **10.2 Comportamento da estrutura em situação de incêndio**

### **10.2.1 Tempo requerido de resistência ao fogo**

Primeiramente, analisando a NBR 14432:2000 (Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento), constatou-se que o edifício deste trabalho não se encaixa em nenhum dos requisitos de isenção de verificação de resistência ao fogo. Portanto, iniciou-se essa verificação pelo cálculo do TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo), cujo significado é o tempo necessário que a estrutura da edificação suporte para que seja possível evacuar as pessoas. Ver Tabela 10.1.

Tabela 10.1 – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).

Tabela A.2 – Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF)

Grupo	Ocupação/Uso	Divisão	Profundidade do Subsolo		Altura da edificação				
			Classe S <sub>2</sub> h <sub>1</sub> > 10m	Classe S <sub>1</sub> h <sub>1</sub> ≤ 10m	Classe P <sub>1</sub> h ≤ 6m	Classe P <sub>2</sub> 6m < h ≤ 12m	Classe P <sub>3</sub> 12m < h ≤ 23m	Classe P <sub>4</sub> 23m < h ≤ 30m	Classe P <sub>5</sub> h > 30m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de Hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial Varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços Profissionais, Pessoais e Técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
E	Educacional e Cultural Física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de Reunião de Público	F-1, F-2, F-5 e F-6	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços Automotivos	G-1 e G-2 não-abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de Saúde e Institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Fonte: Norma ABNT NBR 14432:2000.

A edificação foi classificada na divisão A2 (Habitações Multifamiliares – Edifícios de apartamento em geral), estando nas classes S1 (Profundidade do subsolo:  $h < 10m$ ) e P3 (Altura da edificação:  $12m < h < 23m$ ).

Tendo em vista essas classificações, a partir da Tabela 10.1, adotou-se um TRRF de 60 minutos.

### 10.2.2 Temperatura máxima do incêndio

A fim de obter os fatores de redução para as propriedades do aço durante o incêndio, calculou-se a temperatura máxima no edifício até o TRRF, utilizando a curva padronizada prevista pela ABNT NBR 5628:2022 (Componentes construtivos estruturais – Ensaio de resistência ao fogo):

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \cdot \log(8t + 1)$$

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log(8 \cdot 60 + 1)$$

$$\theta_g = 945,34^\circ C$$

### 10.2.3 Fatores de redução

Os valores para os fatores de redução são obtidos por meio da Tabela 10.2 - Fatores de redução para o aço da norma NBR 14323:2003 (Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço-concreto de edifícios em situação de incêndio).

Tabela 10.2 – Fatores de redução para o aço.

**Tabela 1 - Fatores de redução para o aço**

Temperatura do aço $\theta_a$ (°C)	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados $k_{y,\theta}$	Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços trefilados $k_{y0,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços laminados $k_{E,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços trefilados $k_{E0,\theta}$
20	1,000	1,000	1,0000	1,000
100	1,000	1,000	1,0000	1,000
200	1,000	1,000	0,9000	0,870
300	1,000	1,000	0,8000	0,720
400	1,000	0,940	0,7000	0,560
500	0,780	0,670	0,6000	0,400
600	0,470	0,400	0,3100	0,240
700	0,230	0,120	0,1300	0,080
800	0,110	0,110	0,0900	0,060
900	0,060	0,080	0,0675	0,050
1000	0,040	0,050	0,0450	0,030
1100	0,020	0,030	0,0225	0,020
1200	0,000	0,000	0,0000	0,000

Nota: Para valores intermediários da temperatura do aço pode ser feita interpolação linear

Fonte: Norma ABNT NBR 14323:2003.

A fim de obter valores mais significativos, utilizou-se da interpolação linear, obtendo os seguintes valores para os fatores de redução:

$$k_{(y,\theta)} = 0,0509$$

$$k_{(y0,\theta)} = 0,0664$$

$$k_{(E,\theta)} = 0,0573$$

$$k_{(E0,\theta)} = 0,0409$$

#### 10.2.4 Verificação de pilar

A seguir, será demonstrada a verificação do pilar P1 para uma situação de incêndio a partir do método simplificado de dimensionamento da ABNT NBR 14323:2013 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço-concreto de edifícios em situação de incêndio). Os demais elementos análogos ao pilar P1 têm o mesmo procedimento de cálculo.

O primeiro passo é obter a força normal resistente de cálculo, portanto, para isso, iniciou-se calculando a força axial de flambagem elástica ( $N_c$ ):

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

onde  $E = 200GPa$ ,  $I = 6140cm^4$ ,  $K = 1,0$  e  $L = 3,05m$ . Assim,

$$N_c = \frac{\pi^2 \times 200 \times 10^9 \times 6140 \times 10^{-8}}{(1 \times 3,05)^2}$$

$$N_c = 13,03 \times 10^6$$

Após, calculou-se o fator de redução ( $Q$ ):

$$Q = 1,415 - 0,65 \times 0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}}$$

onde  $f_y = 350MPa$  e  $k_c = 0,5$ . Assim,

$$Q = 1,415 - 0,65 \times 0,64 \sqrt{\frac{200 \times 10^9}{\frac{350 \times 10^6}{0,5}}} \sqrt{\frac{350 \times 10^6}{0,5 \times 200 \times 10^9}}$$

$$Q = 0,999$$

Em seguida, obteve-se o índice de esbeltez reduzido ( $\lambda_0$ ).

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_c}}$$

onde  $A_g = 76 \text{ cm}^2$ . Assim,

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,999 \times 0,0076 \times 350 \times 10^6}{13,03 \times 10^6}}$$

$$\lambda_0 = 0,452$$

Posteriormente, obteve-se o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio ( $\lambda_{0,\theta}$ ) e o índice ( $\alpha_\theta$ ):

$$\lambda_{0,\theta} = \lambda_0 \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

$$\lambda_{0,\theta} = 0,452 \sqrt{\frac{0,0509}{0,0573}}$$

$$\lambda_{0,\theta} = 0,426$$

e

$$\alpha_\theta = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\alpha_\theta = 0,022 \sqrt{\frac{200 \times 10^9}{350 \times 10^6}}$$

$$\alpha_\theta = 0,526$$

Em seguida, calculou-se o índice ( $\beta_\theta$ ):

$$\beta_\theta = 0,5(1 + \alpha_\theta \lambda_{0,\theta} + \lambda_{0,\theta}^2)$$

$$\beta_\theta = 0,5(1 + 0,526 \times 0,426 + 0,426^2)$$

$$\beta_{\theta} = 0,703$$

Após, calculou-se o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio ( $X_{fi}$ ):

$$X_{fi} = \frac{1}{\beta_{\theta} + \sqrt{\beta_{\theta}^2 - \lambda_{0,\theta}^2}}$$

$$X_{fi} = \frac{1}{0,703 + \sqrt{0,703^2 - 0,426^2}}$$

$$X_{fi} = 2,544$$

Por fim, obteve-se a força normal resistente de cálculo ( $N_{fi,Rd}$ ):

$$N_{fi,Rd} = X_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y$$

$$N_{fi,Rd} = 2,544 \times 0,0509 \times 0,0076 \times 350 \times 10^6$$

$$N_{fi,Rd} = 344 \times 10^6 Pa$$

$$N_{fi,Rd} = 344 MPa$$

Para completar a verificação, obteve-se a solicitação de cálculo ( $N_{fi,d}$ ):

$$N_{fi,d} = \frac{F_{fi,d}}{A_g}$$

onde a carga normal no pilar é  $F_{fi,d} = 91,15 kN$ . Assim,

$$N_{fi,d} = \frac{91,15 \times 10^3}{0,0076}$$

$$N_{fi,d} = 12 \times 10^6 Pa$$

$$N_{fi,d} = 12 MPa$$

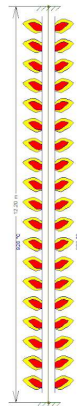
Carga térmica no pilar:

$$\alpha_0 = 11,70 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$$

$$\Delta t = 925,34^{\circ}\text{C}$$

A força axial térmica no pilar P1 foi obtida por meio do software Ftool, onde o pilar foi plotado com suas dimensões e propriedades de projeto, conforme Figura 10.1.

Figura 10.1 – Pilar P1 no software Ftool.



Fonte: Dos autores (2023).

Para obter um resultado mais conservador, foi considerado apoios engastados em ambas as extremidades, de forma a evitar os deslocamentos e consequentemente maximizar as tensões térmicas.

Após rodar o software, obteve-se um valor para a força axial advinda de cargas térmicas de  $203,7kN$ , como mostrado na Figura 10.2.



Figura 10.2 – Força axial térmica no pilar P1.



Fonte: Dos autores (2023).

$$N_{Q,d} = \frac{F_{Q,d}}{A_g}$$

onde  $F_{Q,d} = 203,7kN$ . Assim,

$$N_{Q,d} = \frac{203,7 \times 10^3}{0,0076}$$

$$N_{Q,d} = 26,8 \times 10^6 Pa$$

$$N_{Q,d} = 26,8 MPa$$

A partir disso, obteve-se a sollicitação de cálculo ( $N_{fi,Sd}$ ) somando a carga normal à carga térmica.

$$N_{fi,Sd} = N_{fi,d} + N_{Q,d}$$

$$N_{fi,Sd} = 12 + 26,8$$

$$N_{fi,Sd} = 38,8 MPa$$

Os fatores de ponderação da combinação de ações utilizada para os estados limites últimos nesta verificação foram os mesmos utilizados para a verificação de resistência em uma situação típica, sem as cargas de incêndio. Isso torna o resultado mais conservador, já que, segundo a ABNT NBR 14323:2013 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço-concreto de edifícios em situação de incêndio), o valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação deveria ser multiplicado por um fator de minoração de 0,21.

Como a solicitação de cálculo ( $N_{fi,Ed}$ ) é menor que a resistência de cálculo ( $N_{fi,Rd}$ ), o pilar P1 está verificado para uma situação de incêndio.

### 10.2.5 Verificação de viga

A seguir, será mostrado a verificação para a viga V101 para uma situação de incêndio, também utilizando o método simplificado de dimensionamento da ABNT NBR 14323:2013 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço-concreto de edifícios em situação de incêndio). O processo iniciou-se pela verificação do efeito do momento fletor na viga.

Primeiramente, selecionou-se os fatores de correção  $k_1$  e  $k_2$ , que consideram o efeito benéfico de uma distribuição de temperatura não uniforme na seção transversal e no comprimento da viga.

Pelo fato da viga V101 ser uma viga sem proteção contra incêndio, com três lados expostos, com uma laje de forma de aço incorporada no quarto lado,  $k_1 = 1,15$  e  $k_2 = 1,00$ .

A partir disso, obteve-se os parâmetros referentes ao momento fletor resistente na Tabela G.1 do Anexo G da ABNT NBR 8800:2008 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios).

$$\lambda = 0,12$$

$$\lambda_p = 42$$

Calculou-se também o momento de plastificação para o perfil da viga V101.

$$M_{pl} = Z_x f_y$$

$$M_{pl} = 211 \times 10^{-6} \times 350 \times 10^6$$

$$M_{pl} = 73850 N.m$$

Como  $\lambda < \lambda_p$ , o momento fletor resistente de cálculo ( $M_{fi,Rd}$ ) foi obtido pela seguinte equação:

$$M_{fi,Rd} = k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl}$$

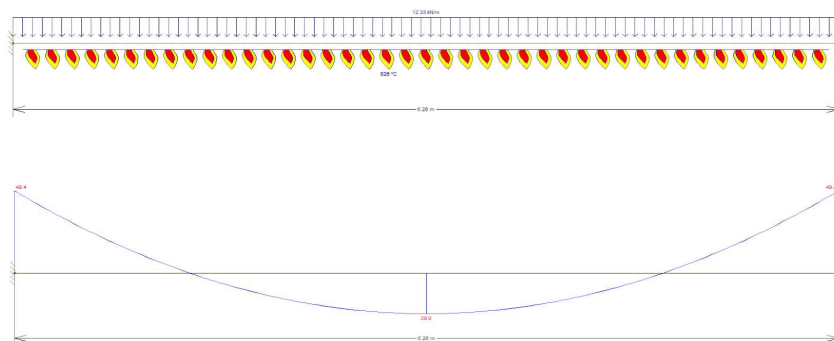
$$M_{fi,Rd} = 1,15 \times 1 \times 0,0509 \times 73850$$

$$M_{fi,Rd} = 4322,8 N.m$$

$$M_{fi,Rd} = 4,32 KN.m$$

O momento fletor solicitante de cálculo foi obtido por meio do software Ftool, onde a viga foi plotada com suas dimensões e propriedades de projeto, sendo submetida às ações quantificadas e combinadas para o dimensionamento padrão, somando a carga térmica devido ao incêndio, conforme Figura 10.3. De forma análoga à verificação do pilar, essa combinação também é a favor da segurança.

Figura 10.3 – Viga V101 no software Ftool.



Fonte: Dos autores (2023).

Obtemos  $M_{fi,Sd} = 40,4 \text{ kN.m}$ .

Como o momento fletor solicitante de cálculo ( $M_{fi,Sd}$ ) é maior que o momento fletor resistente de cálculo ( $M_{fi,Rd}$ ), a viga V101 não está verificada para uma situação de incêndio por meio do método simplificado de dimensionamento, sendo necessário uma análise mais profunda por meio do método avançado de dimensionamento da ABNT NBR 14323:2013 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço-concreto de edifícios em situação de incêndio).

Visto que o dimensionamento para o efeito do momento fletor em uma situação de incêndio não foi verificado, o dimensionamento da força cortante e de ligações para uma situação de incêndio pelo método simplificado não precisarão ser realizados. Ambos seriam abordados em um dimensionamento futuro pelo método avançado, onde os princípios da engenharia de incêndio são aplicados de maneira realística a situações específicas.



## 11 CONCLUSÃO

No presente projeto, foram explorados os benefícios e potenciais da utilização do aço como material estrutural predominante. A construção de 4 pavimentos, concebido com base em um consumo total estimado de 40595,15kg de aço, demonstrou a viabilidade técnica e econômica.

Considerando uma área de construção de 1179,07m<sup>2</sup>, estima-se que a taxa de aço para a estrutura seja de 34,43kg/m<sup>2</sup>. O valor obtido reflete a eficiência do projeto em termos de otimização de recursos, proporcionando um equilíbrio ideal entre resistência estrutural e economia de materiais. Essa proporção cuidadosamente calculada resulta em um edifício seguro e robusto, ao mesmo tempo que reduz o desperdício de recursos naturais.

As vantagens da utilização do aço como material estrutural são notáveis, abrangendo diversos aspectos cruciais na concepção e construção de edifícios e estruturas. O aço se destaca por sua alta resistência à tração e compressão, características que conferem à edificação uma robustez fundamental para suportar as cargas e tensões associadas a estruturas de múltiplos pavimentos.

Um dos pontos mais notáveis é a durabilidade do aço, que se traduz em uma vida útil longa para o edifício. Essa durabilidade minimiza a necessidade de manutenção frequente, resultando em economia de recursos a longo prazo e reduzindo os transtornos associados a obras de manutenção constantes.

A leveza do aço em comparação com outras opções de materiais estruturais é outro ponto de destaque. Essa característica resulta em cargas mais baixas nas fundações, o que é especialmente vantajoso em áreas com solos de capacidade de carga limitada. Isso não apenas proporciona economia nos custos de fundação, mas também amplia as possibilidades de construção em locais antes considerados inadequados devido às limitações de solo.

Além disso, o processo de fabricação de elementos de aço é altamente controlado e eficiente, resultando em tempos de construção mais curtos. Os com-

ponentes podem ser pré-fabricados e montados no local, acelerando significativamente o processo construtivo. Isso é de extrema relevância em projetos de habitação de interesse social, onde a rapidez na construção é fundamental para atender à demanda habitacional crescente.

A construção industrializada, caracterizada pela fabricação prévia de elementos construtivos em ambiente controlado, também possibilita a padronização e precisão na montagem no local da obra. Isso resulta em uma diminuição significativa nos custos de mão de obra e na otimização dos recursos, tornando a construção mais eficiente e ambientalmente amigável.

A sustentabilidade do aço merece destaque, já que é um material reciclável e reutilizável, o aço contribui para a redução do consumo de recursos naturais e para a minimização do impacto ambiental. Além disso, a construção mais rápida com estruturas de aço resulta em menos emissões de carbono associadas ao canteiro de obras, alinhando-se com as preocupações contemporâneas com a pegada ambiental das construções.

Tendo isso em vista, a integração da estrutura em aço com os princípios da construção industrializada apresenta um modelo promissor para a construção de habitações de interesse social. Através do presente projeto, foi demonstrado que é possível alcançar qualidade estrutural, funcionalidade e sustentabilidade, enquanto se atende às demandas fundamentais da habitação de interesse social, impulsionando o desenvolvimento urbano consciente e eficiente.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2019.

ABNT, NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1988.

ABNT, NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008.

ABNT, NBR 15217: Perfilados de aço para sistemas construtivos em chapas de gesso para drywall - Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009.

ABNT, NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004.

ABNT, NBR 15253: Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis estruturais reticulados em edificações — Requisitos gerais. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.

ABNT, NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2000.

ABNT, NBR 5628: Componentes construtivos estruturais - Ensaio de resistência ao fogo. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2022.

ABNT, NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003.



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS FABRICANTES DE CHAPAS PARA DRYWALL. (2006). Manual de Projetos de Sistemas de Dry Wall - Paredes, Forros e Revestimento. São Paulo, 2006.

BELLEI, Ildony H. Edifícios Industriais em Aço - Projeto e Cálculo. 6ª.ed. PINI, São Paulo, 2010.

CBCA - CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO. (2018). Transporte e Montagem. Rio de Janeiro, CBCA, 2018.

CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO. (2012). Steel Framing: Arquitetura. Rio de Janeiro, CBCA, 2012.

COSTA, F. G. Manutenção das estruturas metálicas com utilização dos ensaios não destrutivos. In: Construmetal, São Paulo, 2012.

EMÍLIO, Pedro et al. (2019). Sistema Misto Steel Deck e Suas Aplicações na Construção Civil. Research, Society and Development, vol. 8, núm. 12, 2019.

ENGEL, Jaqueline Barreto; FERREIRA, Emerson de A. M. (2008). SEGURANÇA NA UTILIZAÇÃO DA GRUA NA CONSTRUÇÃO DO EDIFÍCIO. Salvador, 2008.

ESCÓSSIA, Fernanda da. (2016). Como planejar o transporte e a montagem de estruturas metálicas: Projeto otimizado e planejamento logístico são determinantes para garantir economia e segurança em obras com estruturas metálicas. Revista Técnica, São Paulo, 2016.

FERRAZ, Henrique. (2003). O Aço na Construção Civil. São Paulo, 2003.

ROCHA, Hildebrando Fernandes. (2007). IMPORTANCIA DA MANUTENÇÃO PREDIAL PREVENTIVA. HOLOS, vol. 2, pp. 72-77. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte. Natal, Brasil, 2007.

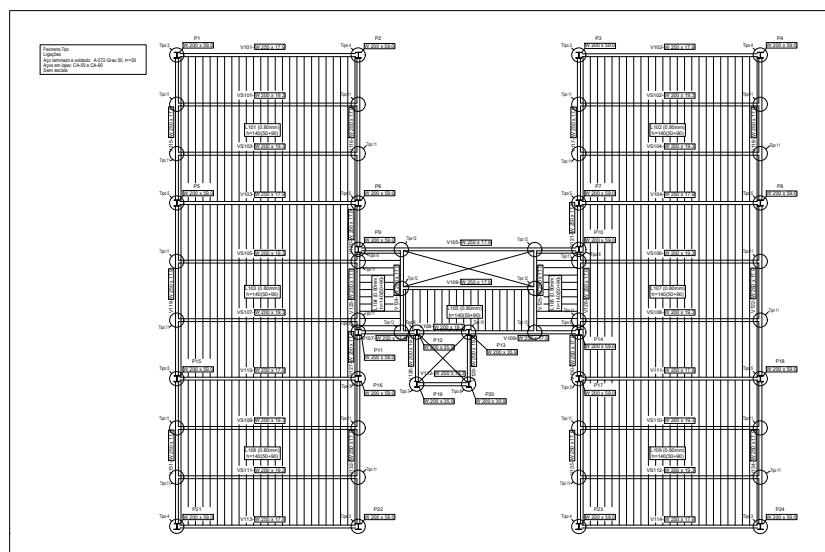
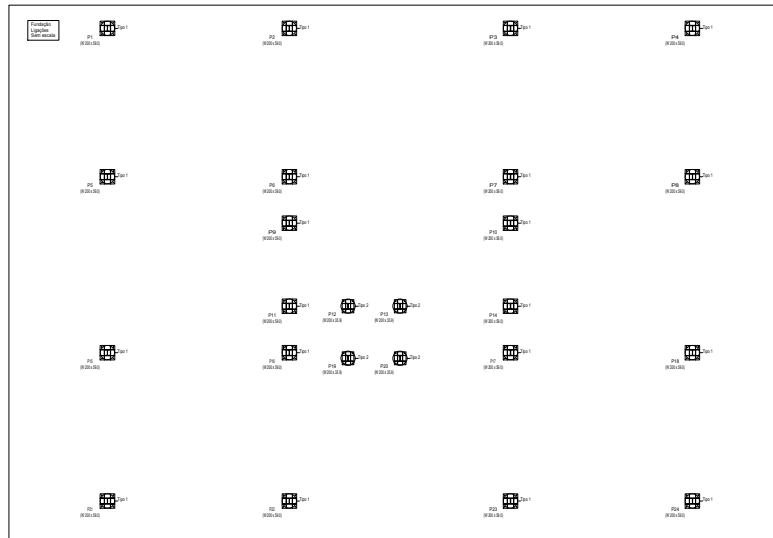
SCHMITZHAUS, F. Perfis Estruturais de Aço: o que é um perfil laminado? Porto Alegre, 2015. Disponível em: <http://felipeschmitzhaus.blogspot.com/2015/04/perfis-estruturais-de-aco-o-que-e-um.html> . Acesso em: 03/09/2023.

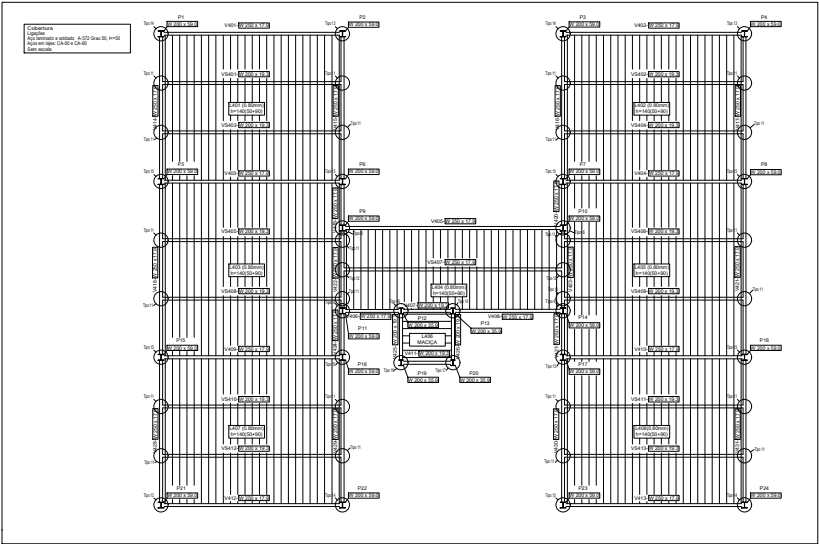
SILVA, V. P., FRUCHTENGARTEN, J. Dimensionamento de estruturas de aço. 2012. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

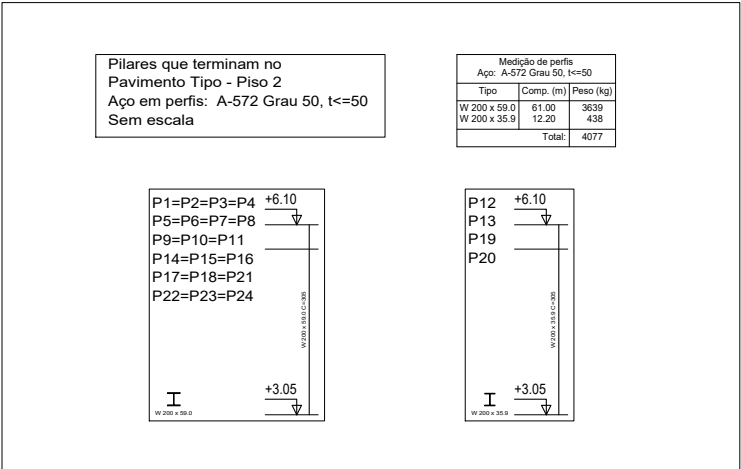
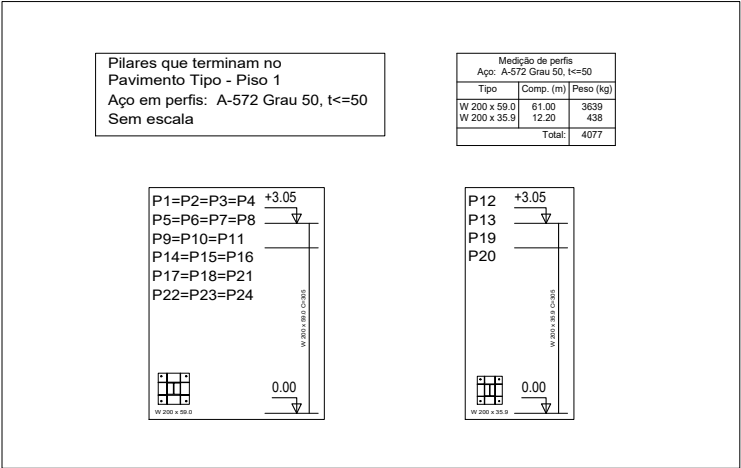


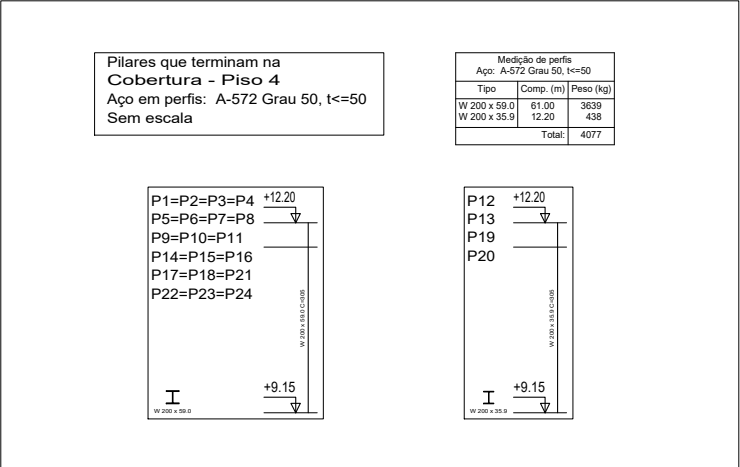
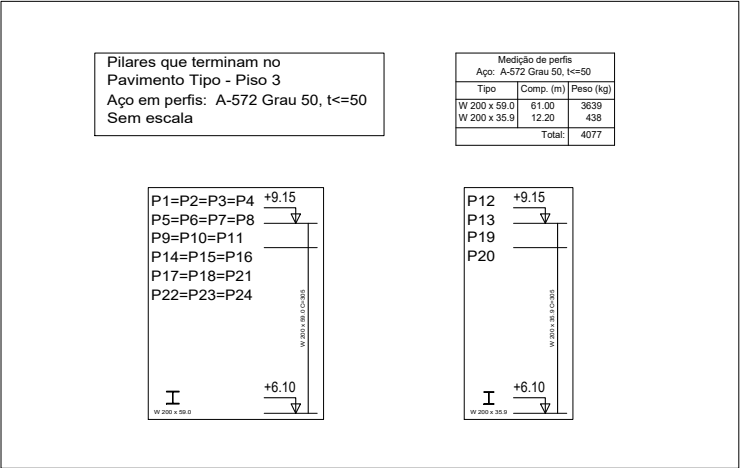
**APÊNDICE A – Detalhamento da estrutura e de seus elementos estruturais**

No presente apêndice, foram abordados detalhadamente alguns aspectos cruciais da estrutura do projeto que, por razões de conformidade com as normas estabelecidas no edital do concurso, não puderam ser incluídos nas pranchas. Esta seção oferecerá uma visão mais aprofundada dos elementos estruturais essenciais que contribuem para a integridade e a segurança da construção.

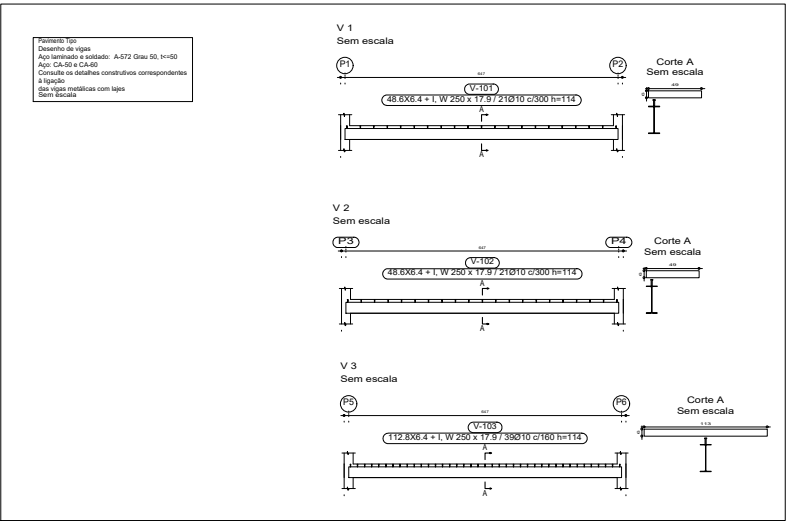
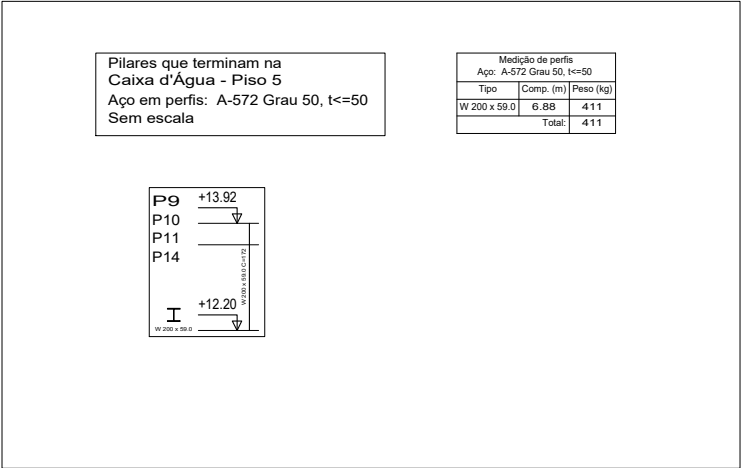


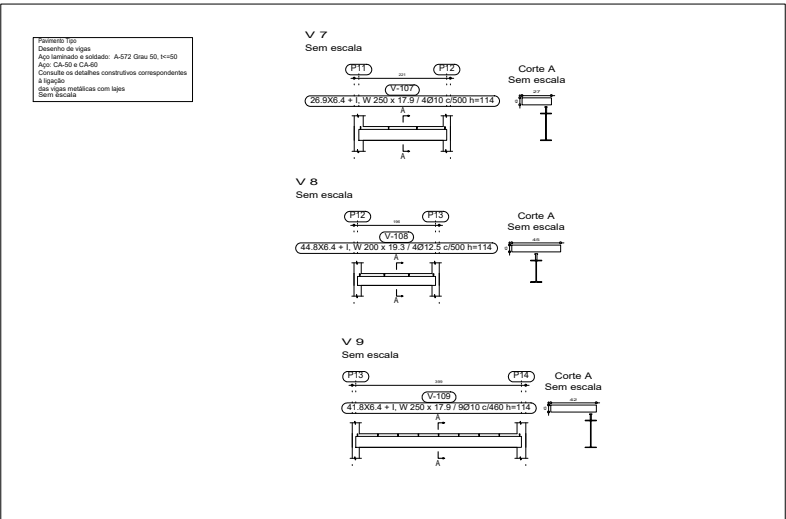
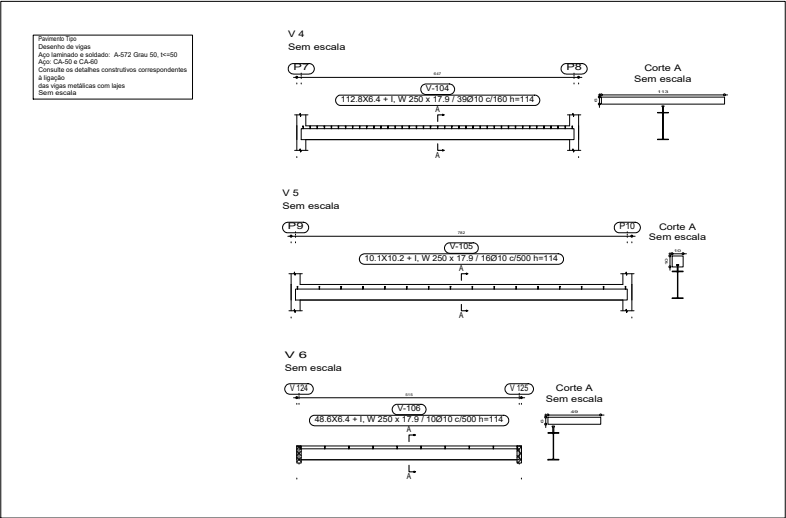


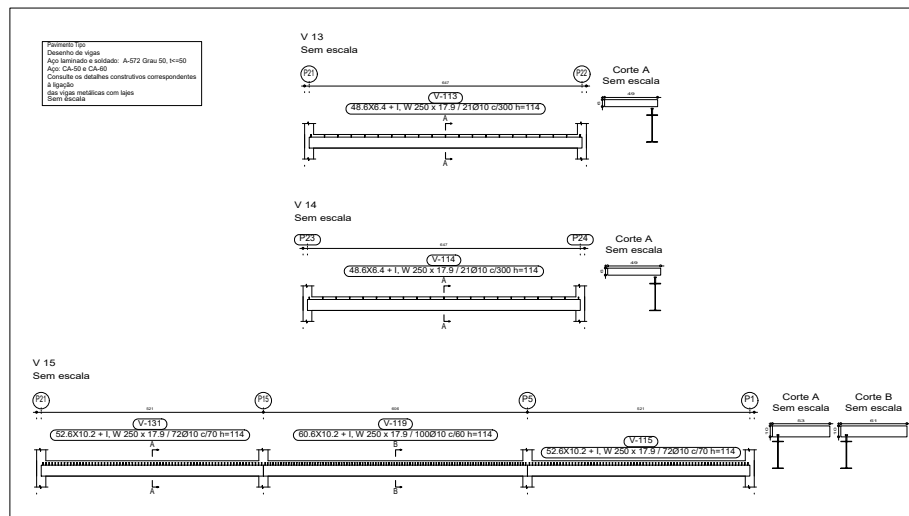
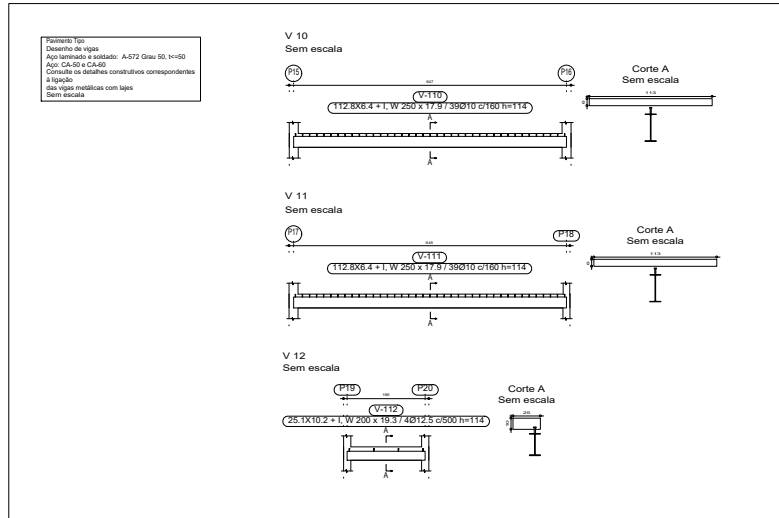


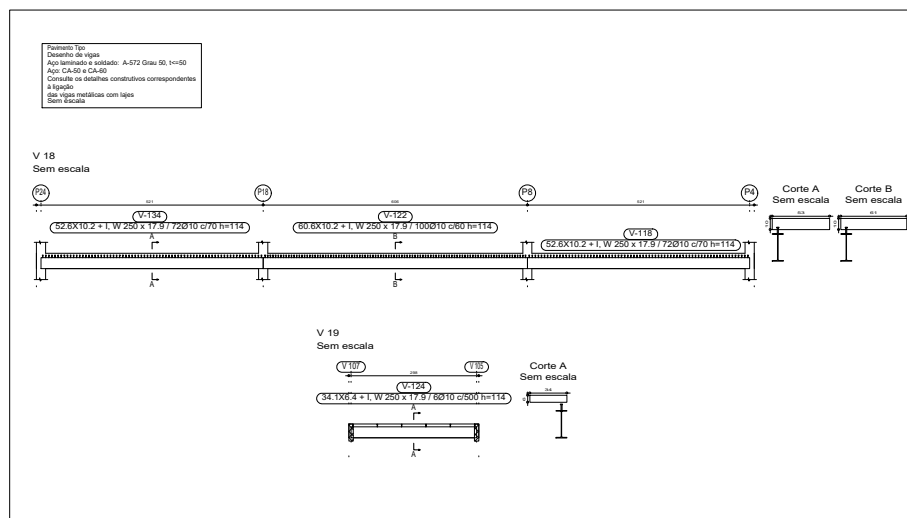
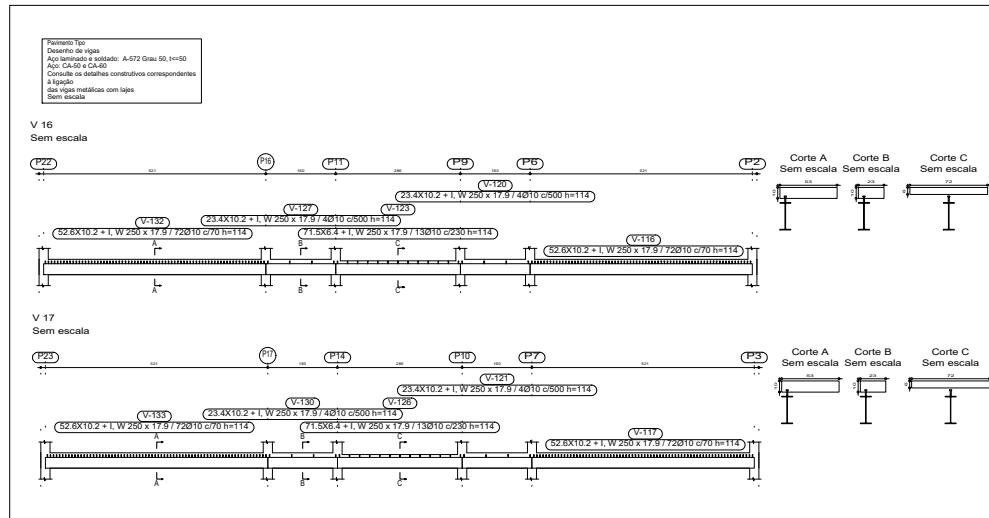


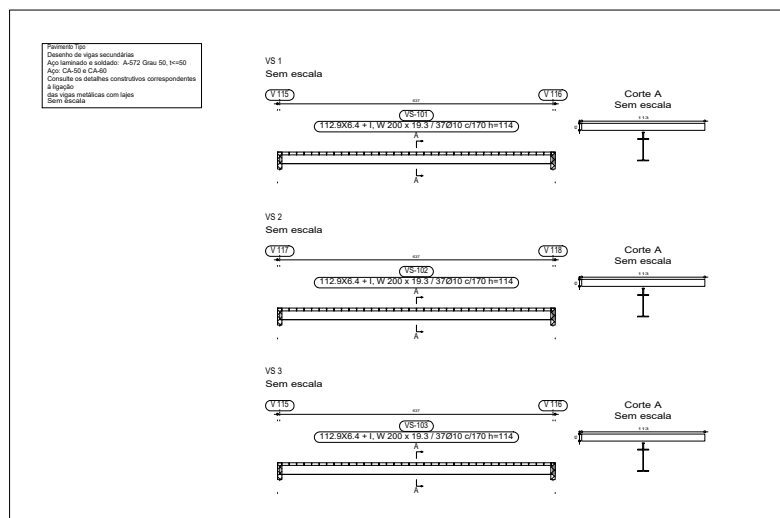
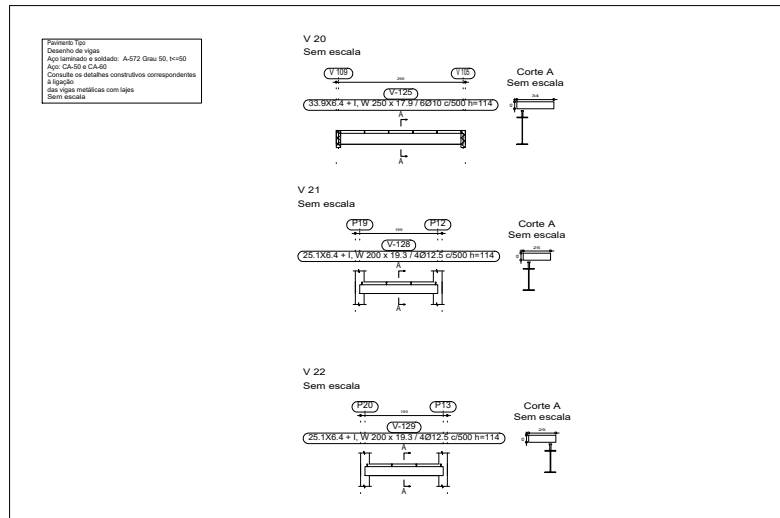


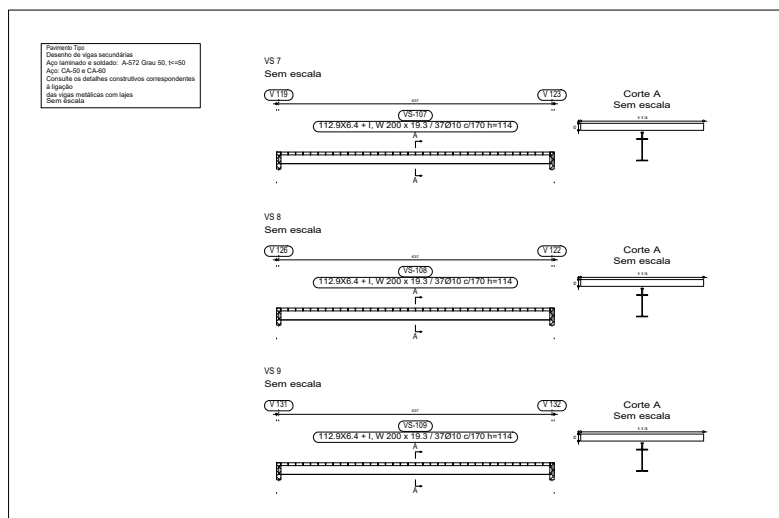
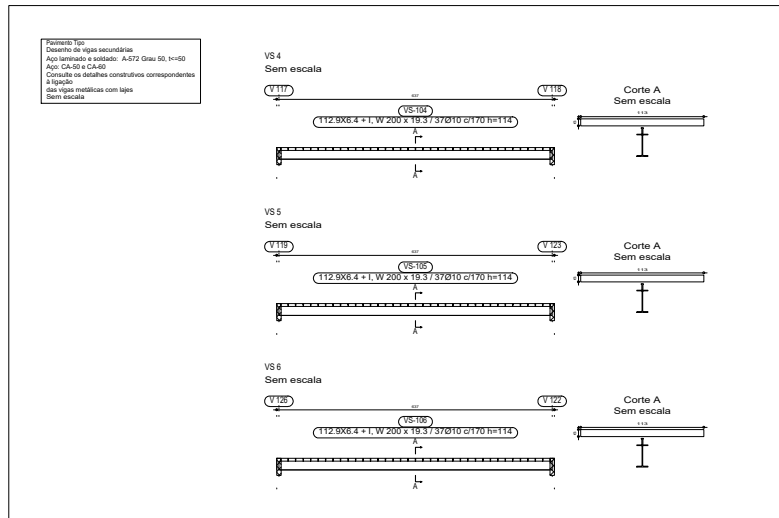


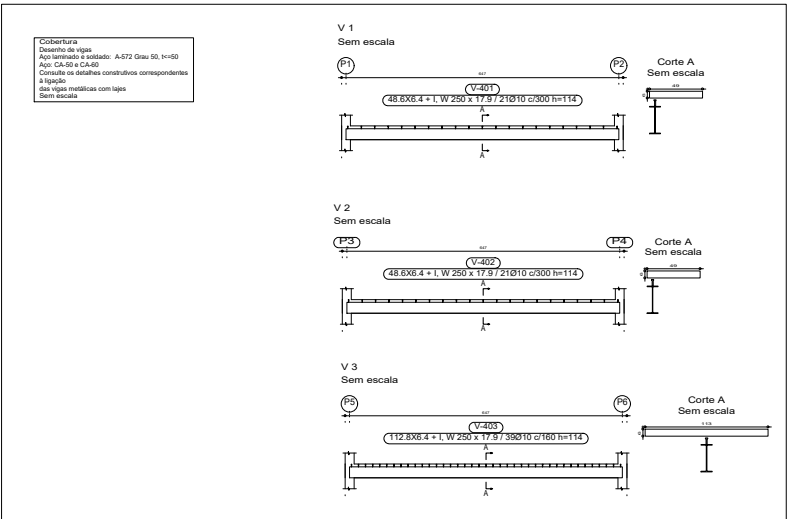
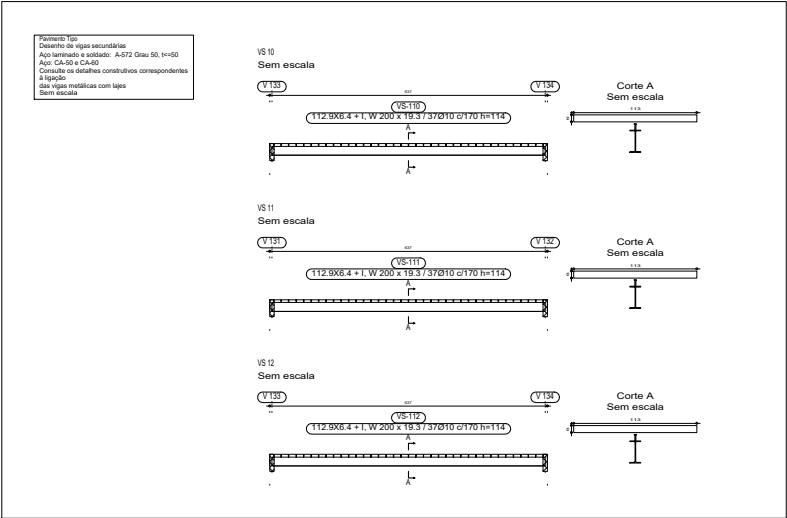


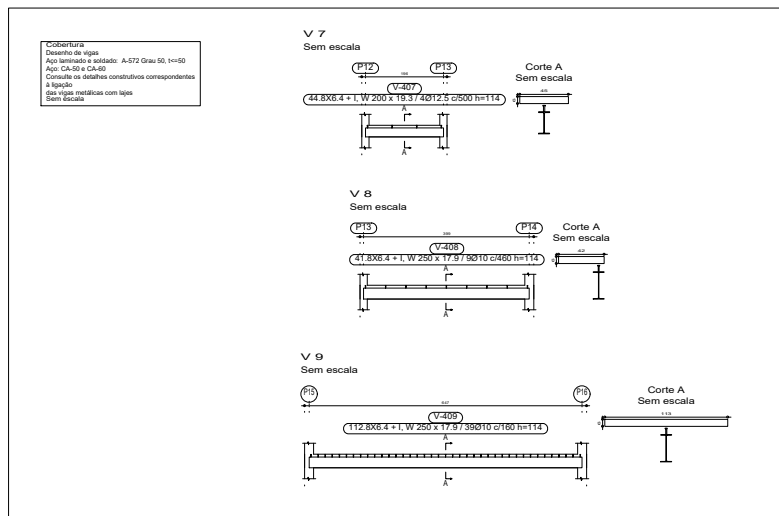
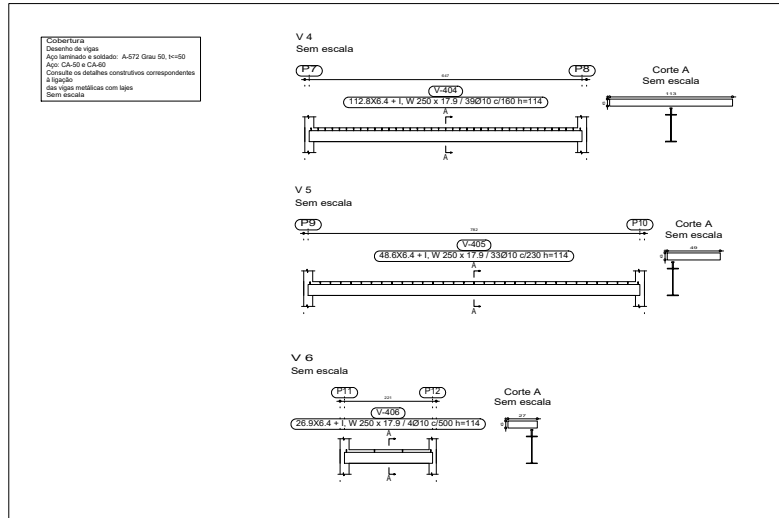




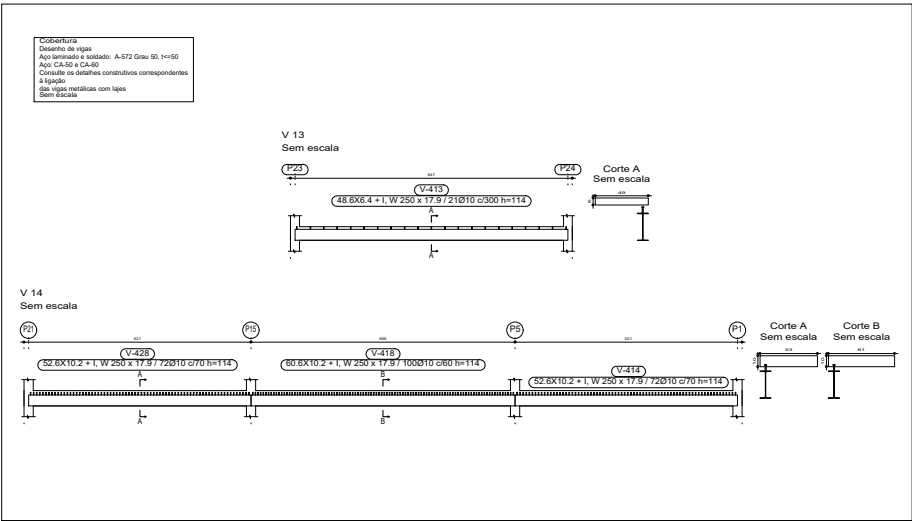
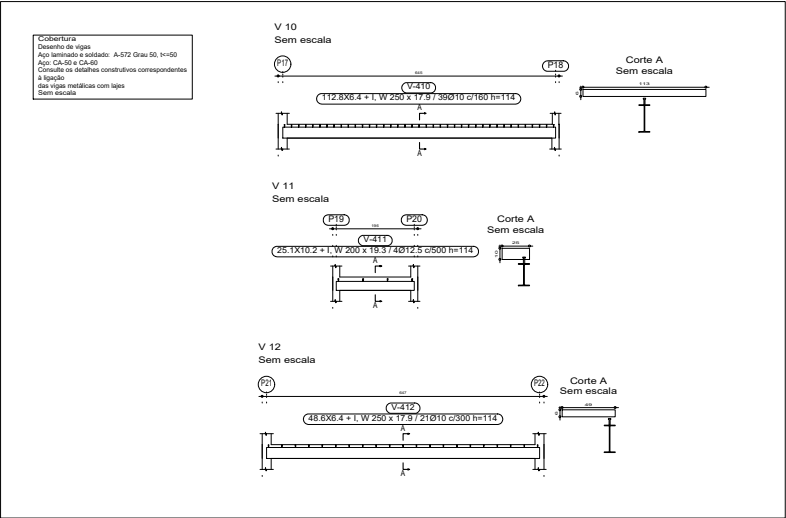


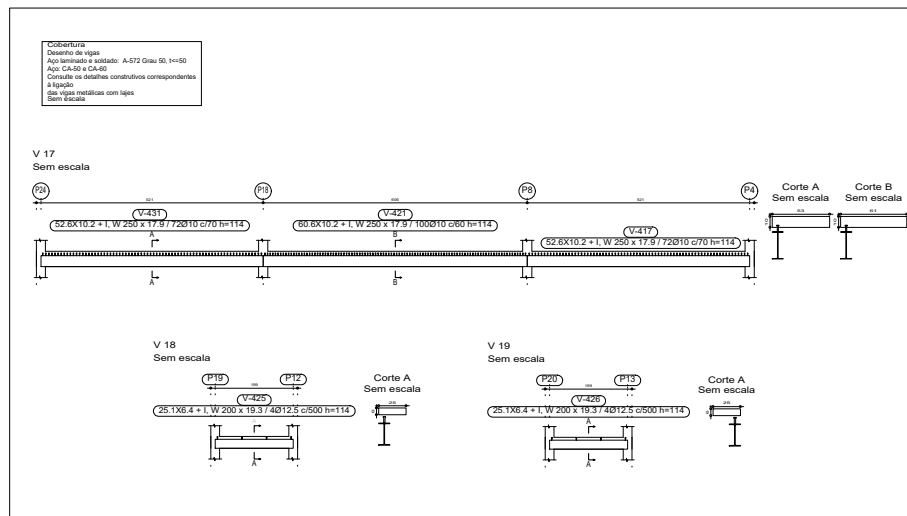
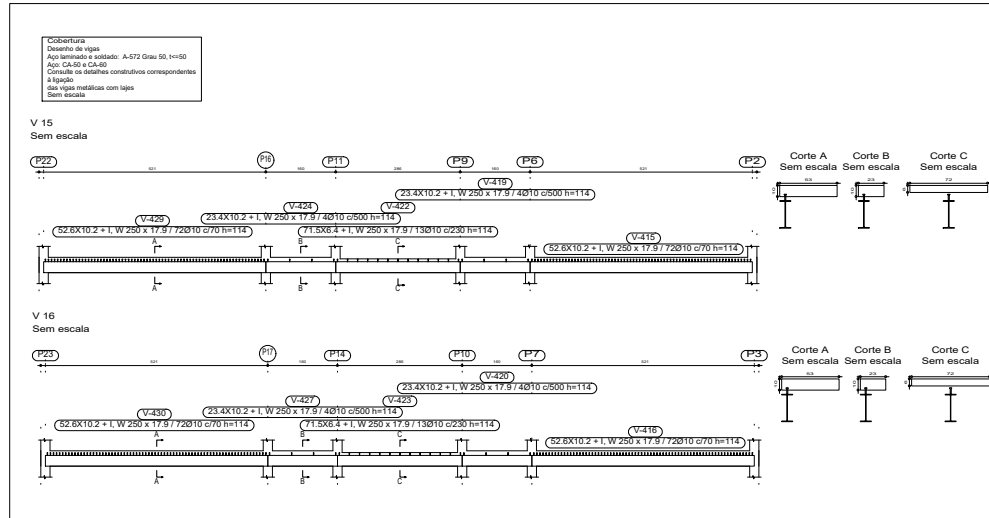


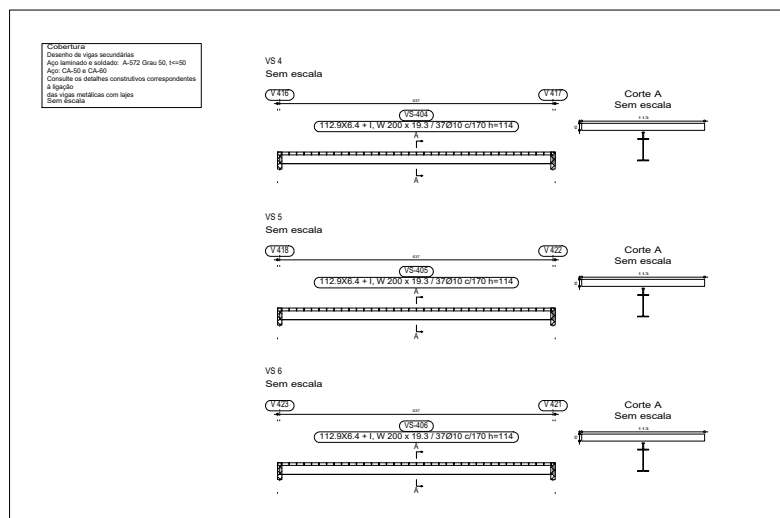
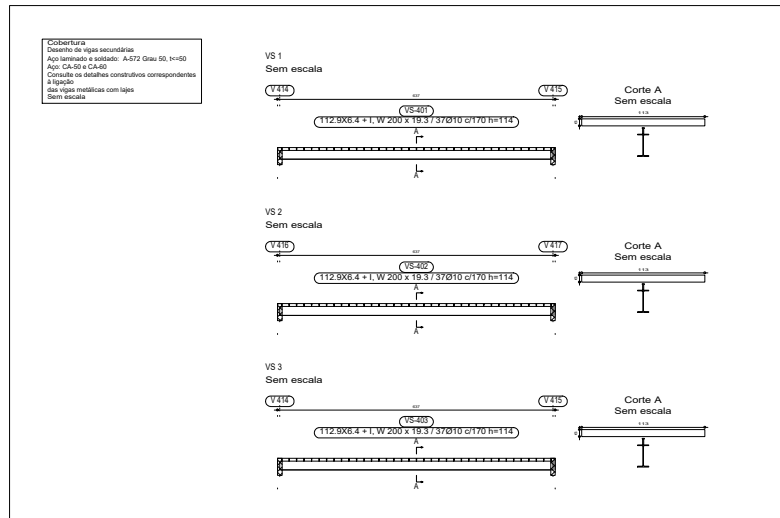


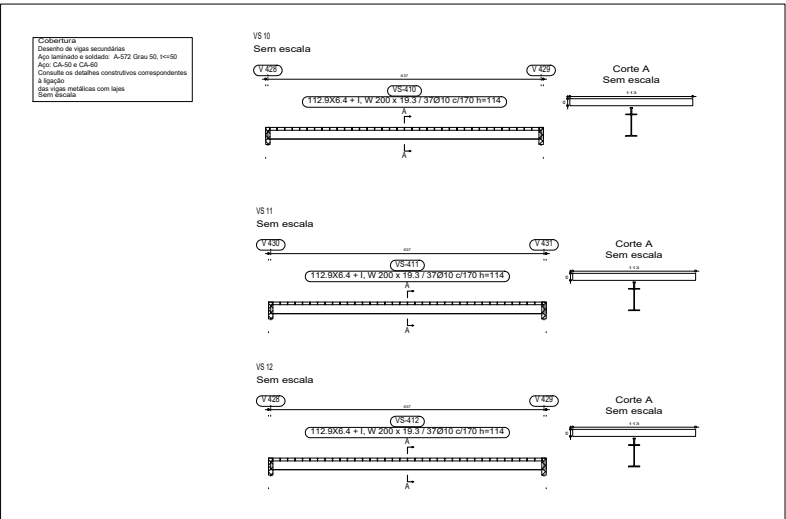
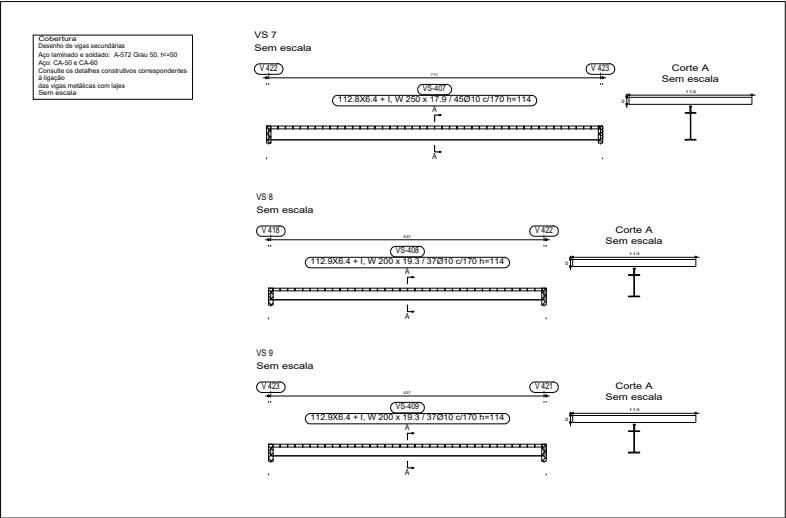


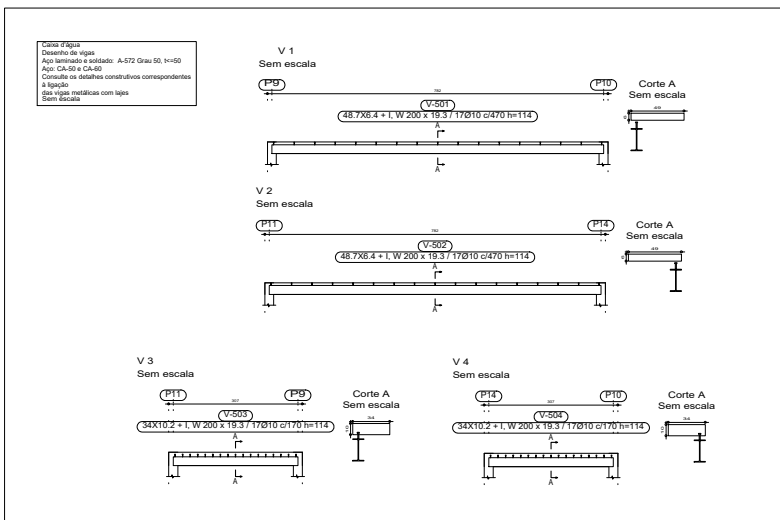
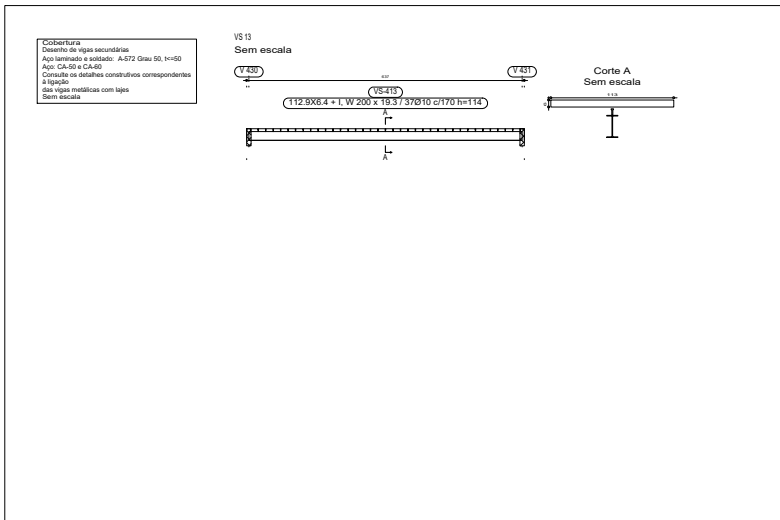


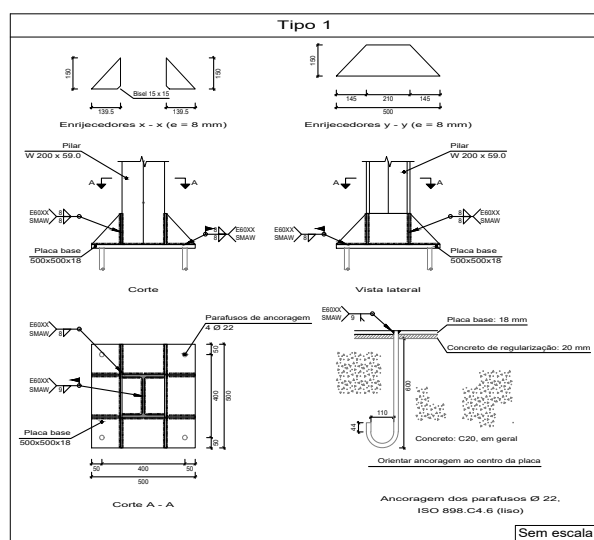
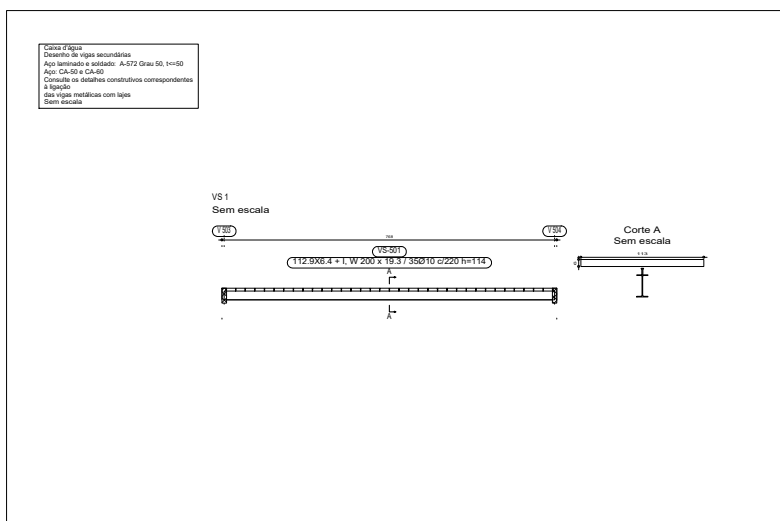


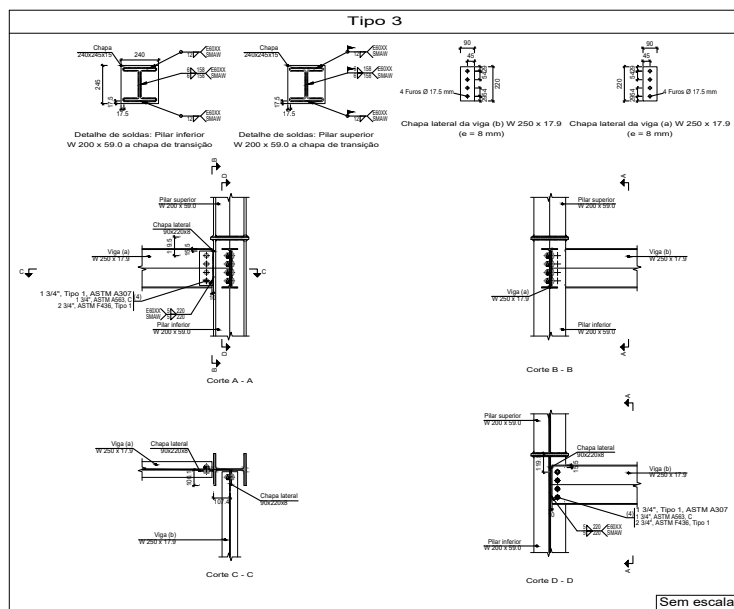
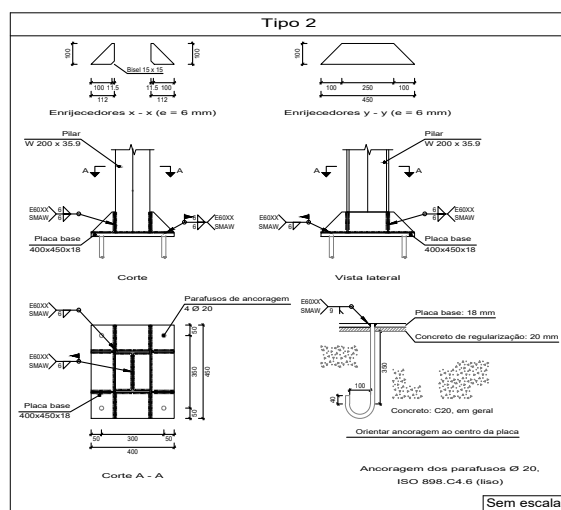


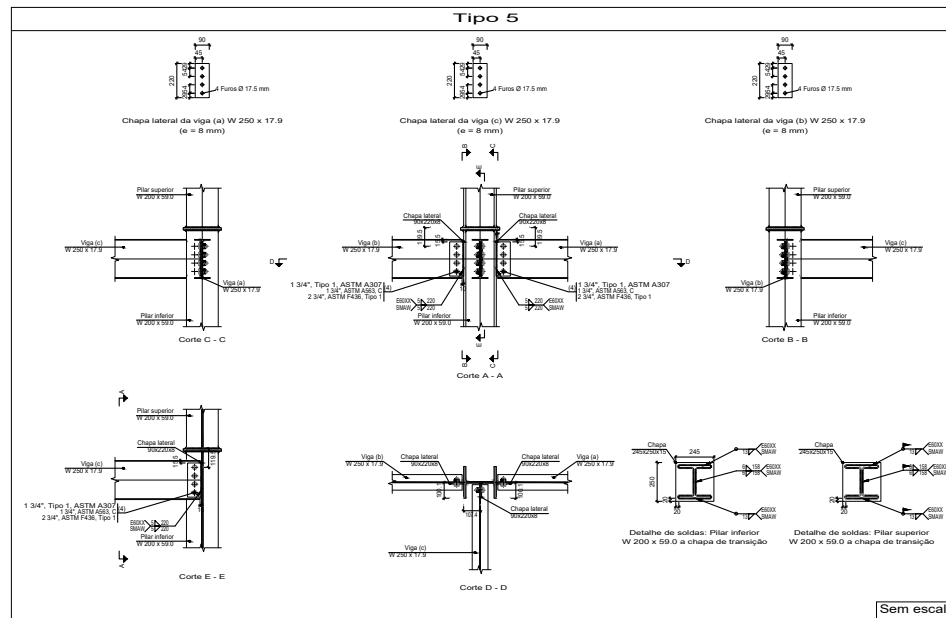
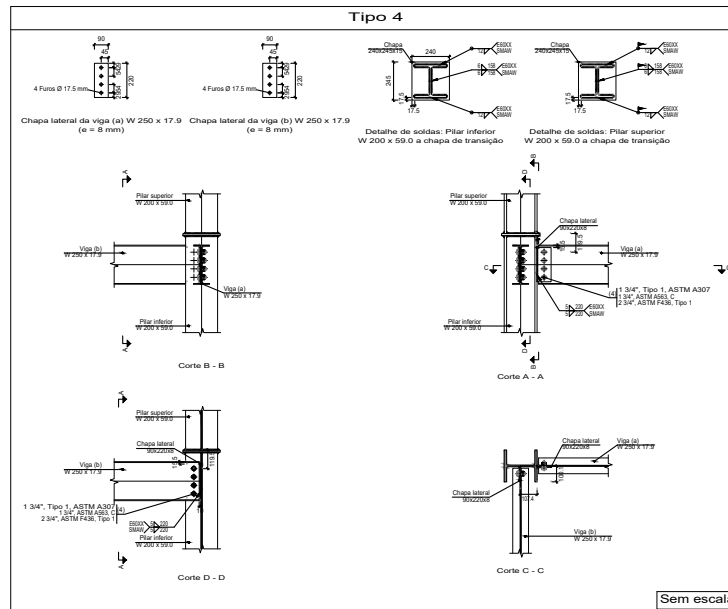




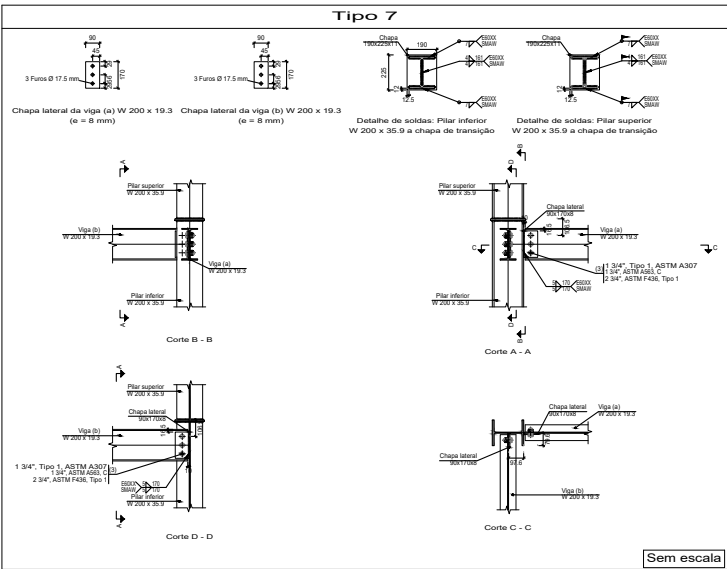
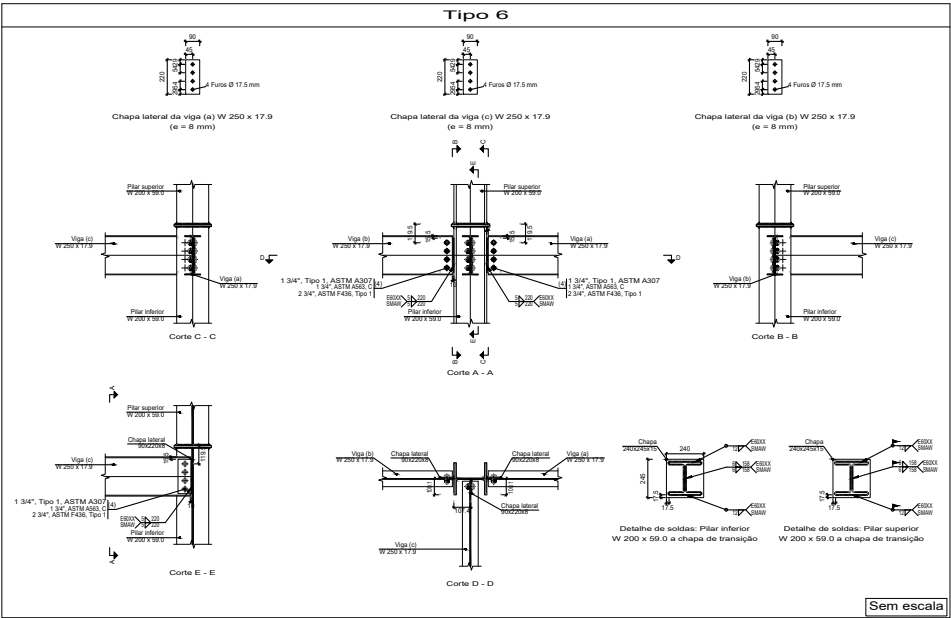


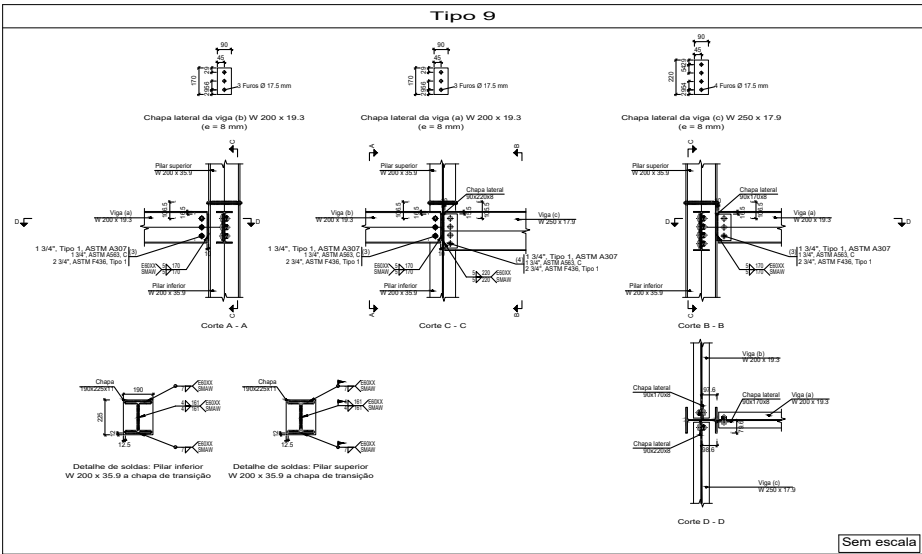
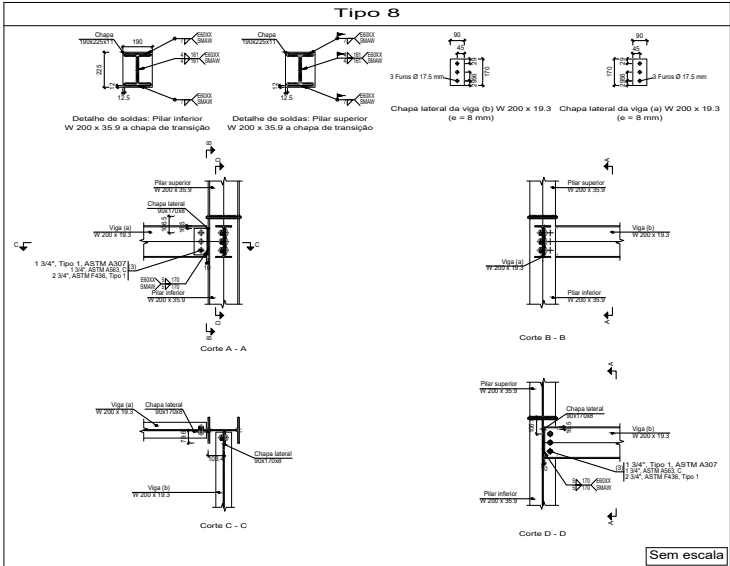


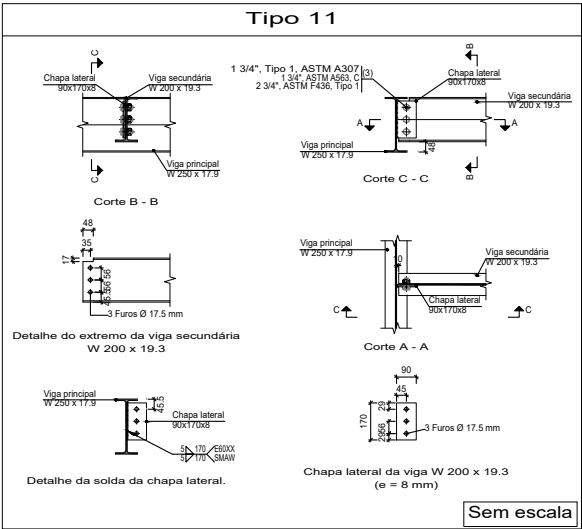
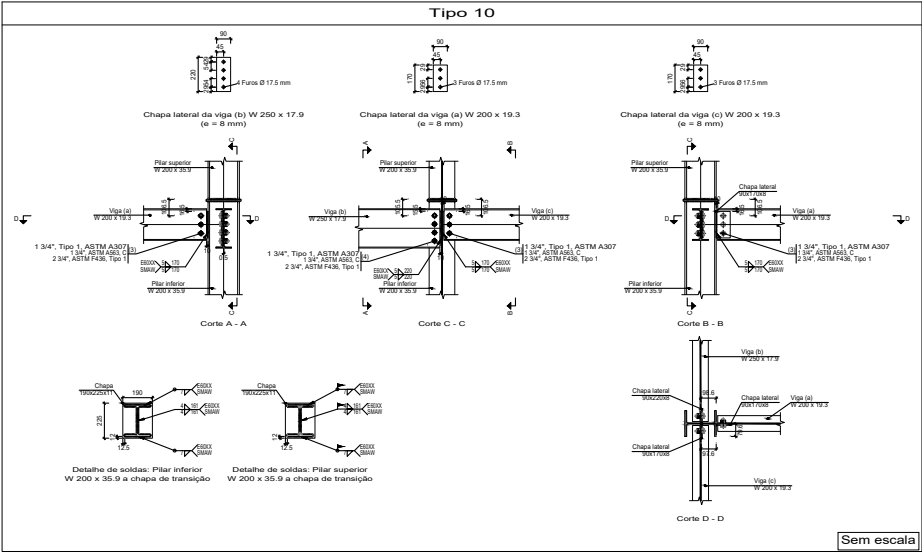


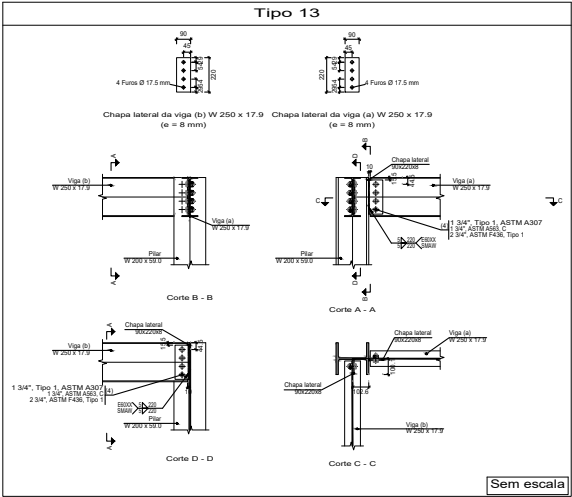
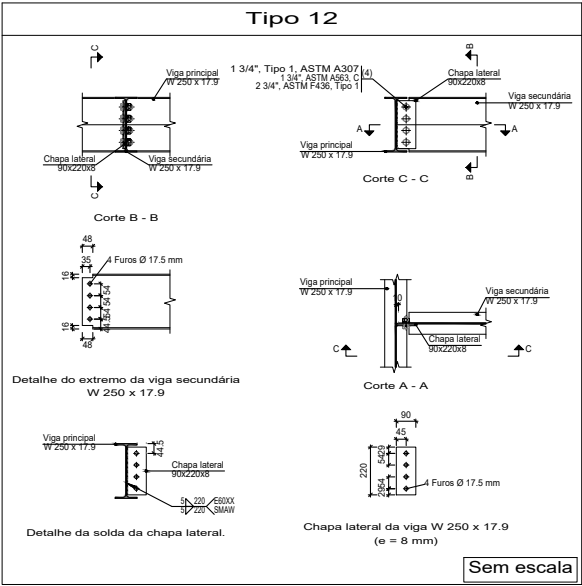


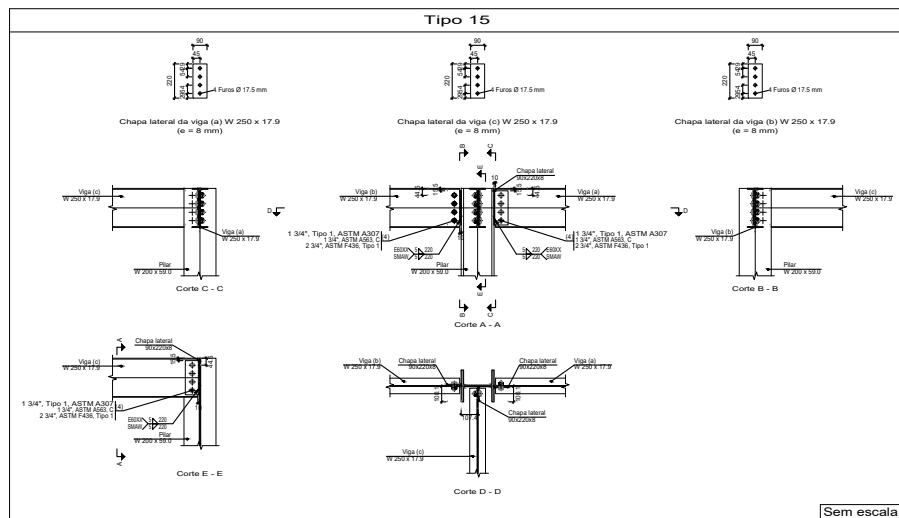
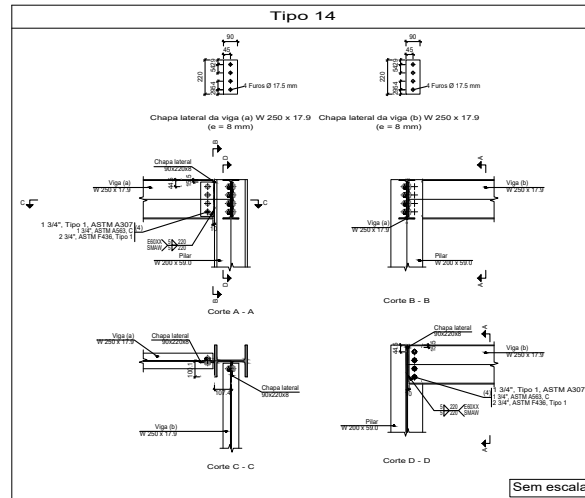


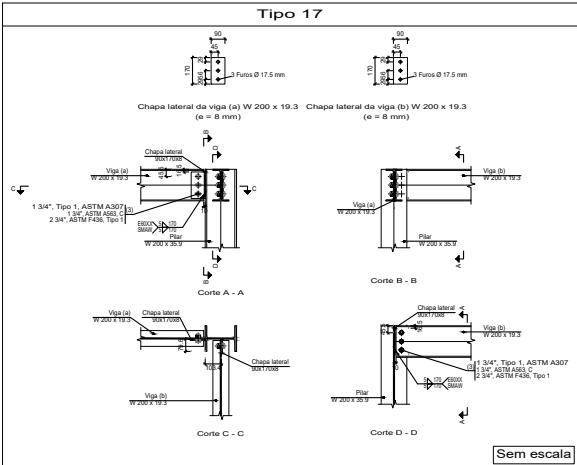
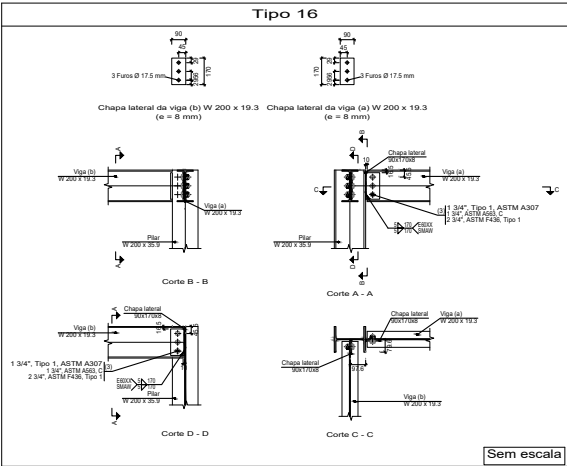


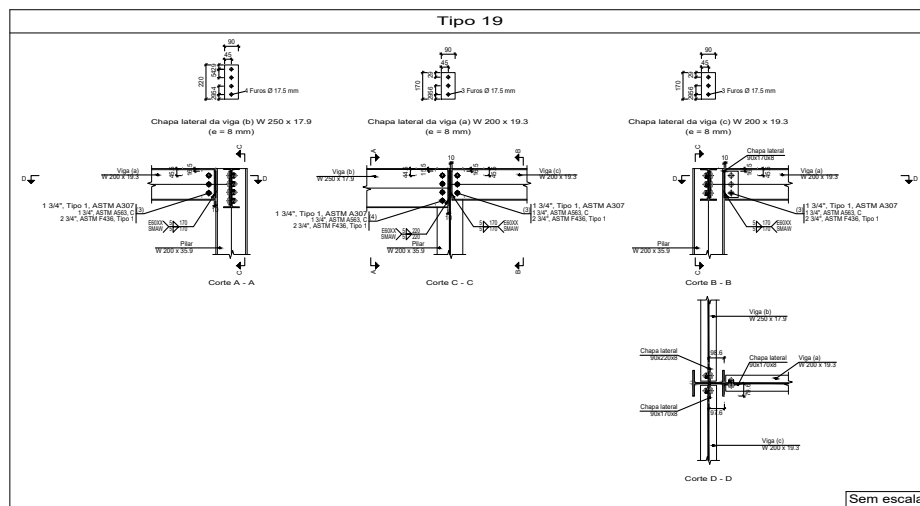
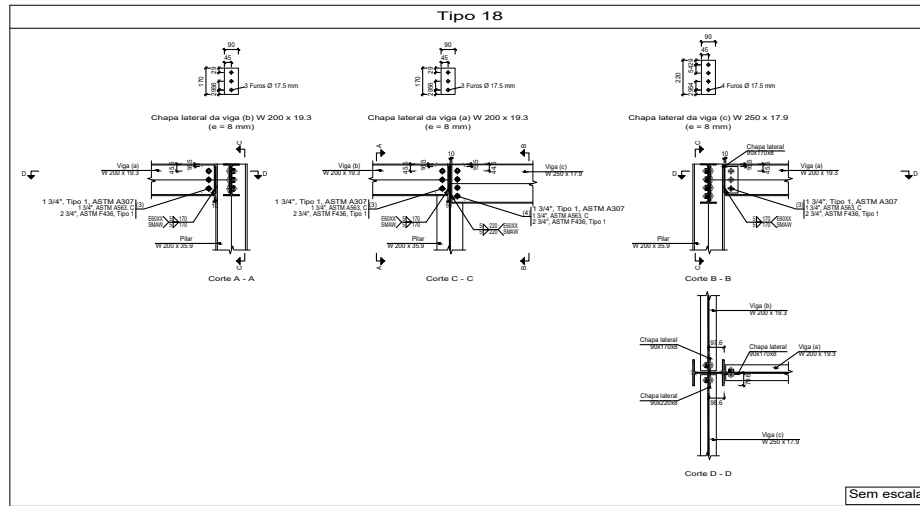


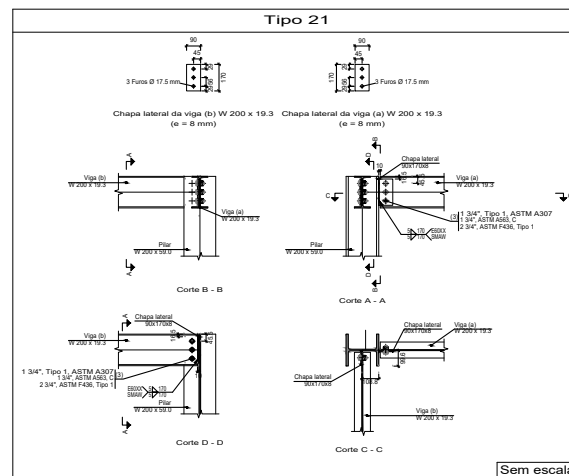
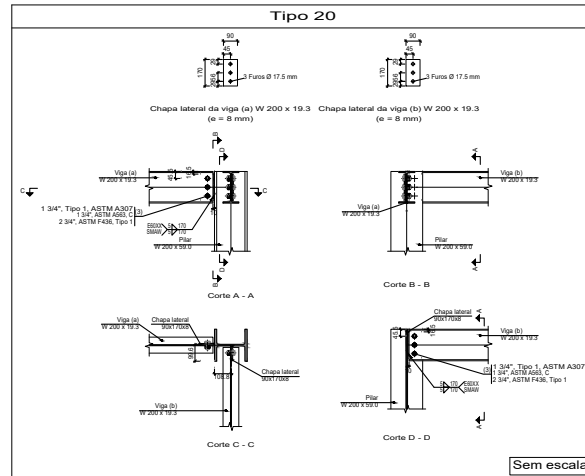




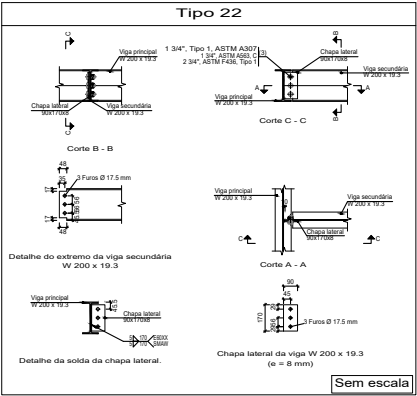












## **APÊNDICE B – Planilhas de dimensionamento**

No apêndice a seguir, serão apresentadas planilhas detalhadas do Excel desenvolvidas pelos autores exclusivamente para o presente projeto. Estas planilhas contribuíram significativamente para a tomada de decisões e a otimização do projeto, já que desempenharam um papel fundamental durante o processo de concepção estrutural e pré-dimensionamento da estrutura em questão, oferecendo uma ferramenta rápida para a pré-avaliação da eficiência da estrutura com relação a perfis metálicos a serem utilizados e seus custos.

Dimensionamento de Barras Comprímidas

PERFIL ESCOLHIDO:	
W 200 x 59,0 (H)	
Lx (cm)	Ly (cm)
305	305
Carga total (kN):	
530	
Kx	Ky
1	1
Q:	
1	

Dados:					
d (mm):	210	h(mm):	182	Wx(cm²):	584,8
bf(mm):	205	d'(mm):	158	rx(cm):	8,99
tw(mm):	9,1	Área(cm²):	76	Zx(cm³):	655,9
tf(mm):	14,2	ix(cm4):	6140	Iy(cm4):	2041
				Zy(cm³):	303

Propriedades do aço:	
Tipo	ASTM A572 Grau 50
fy (kN/cm²)	34,5
fu (kN/cm²)	45
E (kN/cm²)	20000

Verificações

Flambagem Local alma (AA)	
h/tw:	20,00
1,49V(E/fy)	35,87
OK!	











Flambagem Global	
λ0x	0,449
λ0y	0,78
X	0,754

Esbeltez - X	
Limite:	200,00
Pilar:	33,93
OK!	

Esbeltez - Y	
Limite:	200,00
Pilar:	58,88
OK!	

Flambagem Local abas (AL)	
h/tw:	7,22
0,56V(E/fy)	13,48
OK!	

Resistência	
Crd (kN)	1798,11
Perfil OK	

A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
	Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	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				



Dimensionamento de Vigas

PERFIL ESCOLHIDO:

W 250 x 17,9

L (cm):	Lx (cm):	Ly (cm):	Lb (cm):
626	626	626	0

Carga total (kN/cm):

0,13

Qcp (kN/cm)	Qca (kN/cm)
0,06	0,03

Momento (kNcm):

6367,985

Cortante (kN):

40,69

Dados:

d (mm):	251	h (mm):	240	Wx (cm³):	182,6	Wy (cm³):	18,1
bfi (mm):	101	d' (mm):	220	ix (cm):	9,96	iy (cm):	1,99
tw (mm):	4,8	Área (cm²):	23,1	Zx (cm³):	211	Zy (cm³):	28,8
tf (mm):	5,3	ix (cm4):	2291	Iy (cm4):	91		

Propriedades do aço:

Tipo	ASTM A572 Grau 50
fy (kN/cm²)	34,5
fu (kN/cm²)	45
E (kN/cm²)	20000

δlim (cm):	1,79
ixmin (cm4):	1676,95
Zxmin (cm³):	203,04

Lb <= Lp

Lp:	84,33
Lb:	0,00
OK!	

Vrd

h/tw	50,00
1.1V(kv*E/ly)	59,22
OK!	

FLA

λ	50,00
λp	90,53
MFLA (kNcm)	7279,5

Vrd

Vrd	226,721
Vsd	40,69
OK!	

FLM

λ	9,53
λp	9,15
MFLA (kNcm)	7205,47

δser (cm):

3,93

δcp (cm):

2,62

δser > δlim

60 (cm):

Sim

2,14

δ0-δlim

Não

Veredito:

Perfil OK!

Contraflecha de 2.14 cm

FLM

λp	42,90
λr	124,94
MFLM (kNcm)	7279,5

BITOLA mm x 3 mm	Massa Linear kg/m	ESPESSURA										TABELA DE BÓLAS PERDAS ESTRUCTURAIS W E RP										ESQUELETO										BITOLA mm x 8 mm
		d	h	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>3</sub>	d <sub>1</sub>	Ann <sub>1</sub>	U <sub>1</sub>	W <sub>1</sub>	t <sub>4</sub>	Z <sub>1</sub>	U <sub>2</sub>	W <sub>2</sub>	t <sub>5</sub>	Z <sub>2</sub>	t <sub>6</sub>	U <sub>3</sub>	M <sub>1</sub> -J1	Ann <sub>2</sub>	C <sub>1</sub>	W <sub>3</sub>										
W 150 x 13,0	13	148	100	4,3	4,9	138	118	166	635	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	2,6	1,72	10,2	27,49	4,181	0,67	W 6 x 8,5										
W 150 x 16,0	16	153	102	5,8	7,1	139	119	174	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	2,69	4,34	7,18	26,48	6,683	0,69	W 6 x 12									
W 150 x 22,5 0	22,5	152	102	5,8	6,6	139	119	179	1229	161,7	6,31	179,6	187	30,9	2,65	17,9	4,1	4,75	11,52	26,48	26,417	0,68	W 6 x 15									
W 150 x 24,0	24	166	102	6,6	10,3	139	115	214	1384	173	6,63	197,6	183	25,8	2,41	55,8	2,73	11,08	4,85	17,48	30,286	0,69	W 6 x 25									
W 150 x 29,0 0	29,0	157	103	6,6	9,3	138	118	38,5	1739	221,5	6,72	247,5	556	72,6	3,8	110,8	4,18	10,85	8,23	17,94	30,277	0,9	W 6 x 20									
W 150 x 47,0 0	37,5	162	150	8,3	11,6	139	119	47,8	2341	277	6,85	213,5	707	93,8	3,84	140,4	4,22	20,38	6,64	14,67	29,936	0,91	W 6 x 25									
W 200 x 15,0	15	200	100	4,3	5,2	190	170	194	1305	130,5	8,2	147,9	87	17,4	2,12	27,3	2,55	2,05	9,62	39,44	8,222	0,77	W 8 x 10									
W 200 x 19,0	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1686	166,1	8,19	190,6	116	22,7	2,14	35,9	2,59	4,02	7,85	29,31	11,099	0,79	W 8 x 13									
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8	190	170	29	2029	197	8,37	225,5	204	199,1	5,18	80,1	5,64	47,69	7,32	17,37	19,438	1,2	W 8 x 18									
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2611	252,3	8,73	282,3	330	40,6	3,1	76,3	3,54	7,63	7,92	29,34	32,477	0,92	W 8 x 18									
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3188	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94	3,6	12,59	6,37	26,5	40,822	0,93	W 8 x 21									
W 200 x 35,0 0	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	3477	342	9,67	379,2	764	92,6	4,09	141	4,5	14,31	8,09	25,9	69,962	1,01	W 8 x 24									
W 200 x 41,7 0	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5	4114	401,4	8,77	448,6	901	108,5	4,1	165,7	5,33	23,19	7,03	21,86	83,948	1,04	W 8 x 28									
W 200 x 46,1 0	46,1	201	201	7,2	11	181	161	56,6	4347	447,6	8,81	495,3	1335	153,2	5,32	229,5	5,58	22,01	9,23	22,36	141,342	1,12	W 8 x 31									
HP 200 x 53,0 0	53	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4977	488	8,55	531,3	1673	161,7	4,96	248,6	5,57	31,03	9,16	14,28	155,075	1,2	HP 8 x 36									
W 200 x 59,0 0	59	210	209	9,1	14,2	182	158	76	6140	584,8	8,99	635,5	2041	199,1	5,18	80,1	5,64	47,69	7,32	17,37	19,438	1,2	W 8 x 40									
W 200 x 74,0 0	71	216	200	10,2	17,4	181	161	91	7660	709,2	9,17	803,2	2537	246,3	5,28	174,5	5,7	81,66	5,92	15,3	249,976	1,22	W 8 x 48									
W 200 x 86,0 0	86	222	200	12	20,6	181	157	118,6	8069	815,7	9,26	894,2	3139	306,2	5,52	496,7	5,77	142,19	8,07	12,66	317,644	1,29	W 8 x 56									
W 200 x 100,0 0	100	220	210	14,5	23,7	182	158	127,1	11355	991,7	9,45	1152,5	3664	349	5,37	533,4	5,8	212,63	4,43	10,87	385,454	1,35	W 8 x 67									
W 200 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,5	240	220	23,1	2291	182,6	9,96	231	91	18,1	1,99	28,8	2,48	2,54	9,53	45,92	13,755	0,88	W 8 x 12									
W 200 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,8	2939	231,4	10,09	267,7	123	24,1	2,06	38,4	2,54	4,77	7,39	37,97	10,626	0,89	W 8 x 15									
W 200 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3473	276,2	10,31	311,1	149	29,3	2,14	46,4	2,58	7,06	6,07	36,1	22,955	0,89	W 8 x 17									
W 200 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10	240	220	36,6	4066	313,2	10,51	373,3	179	54,8	2,2	54,5	2,62	10,34	5,1	34,38	27,636	0,9	W 8 x 19									
W 200 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	43,1	4937	382,7	10,83	428,5	473	64,8	3,35	99,7	3,86	10,44	8,02	36,03	73,104	1,07	W 8 x 23									
W 200 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6	6057	462,4	11,05	517,8	594	80,6	3,46	124,1	3,93	17,63	6,56	33,27	90,242	1,08	W 8 x 26									
W 200 x 43,8	43,8	266	148	7,6	11	240	220	57,2	7138	568,2	11,28	606,3	693	95,3	3,64	136,4	3,96	21,14	5,69	29,95	113,398	1,09	W 8 x 30									
W 200 x 62,0 0	62	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	8738	709,6	10,47	790,5	2995	234	6,13	357,8	6,89	33,46	11,96	19,1	414,130	1,47	HP 10 x 42									
W 200 x 74,0 0	71	254	254	10,5	10,7	225	201	113,7	10609	851,7	10,68	963,1	3431	274	6,01	464	7,01	36,4	13,3	21,8	588,133	1,57	HP 10 x 48									
W 200 x 80,0 0	80	254	255	9,4	15,6	225	201	101,9	12550	980,5	11,1	1088,2	4313	338,3	6,51	513,3	7,04	75,02	8,17	21,36	622,879	1,69	W 8 x 54									
W 200 x 85,0 0	85	254	260	14,4	14,4	225	201	108,5	12280	966,9	10,64	1093,2	4225	325	6,34	499,6	8,207	9,03	13,97	660,401	1,71	HP 10 x 57										
W 200 x 90,0 0	89	260	256	10,7	17,3	225	201	113,9	14217	1051,1	11,08	1224,1	4841	378,2	6,93	706,1	10,231	9,4	18,82	10,912	1,72	HP 10 x 60										
W 200 x 100,0 0	101	264	257	11,9	19,6	225	201	128,7	16352	1238,8	11,27	1395	5549	433,8	6,57	656,3	1,1	147,7	6,06	16,87	828,031	1,51	W 10 x 68									
W 200 x 115,0 0	115	269	259	13,5	23,1	225	201	146,1	18443	1464,8	11,58	1544,7	5409	464	6,62	752,9	1,18	212	5,86	17,87	975,267	1,59	W 10 x 73									
W 200 x 131,0 0	131	275	261	15,4	25,1	225	193	167,8	22243	1817,7	11,51	1855,6	7448	576,7	6,66	870,7	7,23	321,06	5,2	12,52	1,161,225	1,54	W 10 x 88									
W 200 x 149,0 0	149	282	263	17,3	28,4	225	193	190,5	26027	1845,9	11,69	2137,7	8624	655,6	6,73	1001,7	7,27	462,06	4,63	11,17	1,384,456	1,55	HP 10 x 100									
W 200 x 162,0 0	162	289	265	19,2	31,8	225	193	214	30110	2083,7	11,86	2453,5	9380	745,7	6,85	1140,2	7,53	644,95	4,17	10,07	1,631,538	1,57	HP 10 x 112									
W 300 x 21,0	21	303	101	5,1	5,7	292	272	27,2	3776	249,2	11,77	291,9	98	18,5	1,9	31,4	2,42	3,27	8,86	55,25	21,628	0,98	W 12 x 14									
W 300 x 23,3	23,3	306	102	5,8	6,9	292	272	30,6	4366	282,7	12,01	334,3	107	20,8	2,02	44,4	2,54	4,64	7,67	46,5	24,962	0,99	W 12 x 16									
W 300 x 28,3	28,3	309	102	6	8,9	291	271	36,5	5090	356	12,26	412	158	3,1	2,08	49,4	2,55	8,14	5,73	45,2	35,441	1,1	W 12 x 19									
W 300 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	42,1	6070	419,8	12,49	485,3	192	37,6	2,13	59,8	2,58	12,91	4,72	41,12	43,612	1,1	W 12 x 22									
W 300 x 38,5	38,5	316	163	5,8	9,7	291	271	49,7	8331	531,6	13,4	615,4	251	88,1	3,85	134,9	4,38	4,17	8,31	46,66	163,728	1,19	W 12 x 26									
W 300 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	57,2	9997	638,8	13,22	712,8	855	103	3,87	148,1	4,91	19,9	7,41	41	194,433	1,26	W 12 x 30									
W 300 x 50,0	50	317	167	7,6	13,2	291	271	65,1	11999	751,4	13,33	816,7	1026	122,9	3,91	188,8	4,45	21,31	6,33	35,61	236,422	1,27	W 12 x 33									
W 300 x 60,0	60	301	201	9,2	15,1	277	245	95,1	12906	822	13,62	1043,1	1299	106,2	4,9	272,4	5,48	40,46	19,5	32,84	381,741	1,31	W 12 x 40									
W 300 x 67,0	67	306	204	8,5	14,6	277	245	85,3	14559	951,5	13,66	1060,4	2069	202,0	4,92	310,5	5,51	55,35	6,99	28,8	438,542	1,38	W 12 x 45									
W 300 x 74,0	74	310	205	9,4	16,3	277	245	95,1	16501	1094,6	13,77	1192	2344	283,7	5,1	629	5,87	49,1	6,99	29,13	598,713	1,49	W 12 x 48									
HP 300 x 79,0 0	79	299	306	11,1	11	277	245	103,7	18314	1091,3	13,77	1310,1	3238	347,3	7,23	525,4	8,2	46,72	13,91	22,27	1,089,258	1,77	HP 12 x 51									
W 300 x 85,0 0	93	301	308	13,1	13,1	277	245	119,2	19682	1299,1	13,85	1450,1	4357	444,7	7,32	635,5	8,26	77,33	11,76	19,69	1,348,238	1,78	HP 12 x 63									
W 300 x 92,0 0																																



### **APÊNDICE C – Renderizações**

Para aprimorar a representação visual do projeto, utilizamos o software Revit, versão estudantil, o que nos permitiu criar renderizações que destacaram os detalhes e o design do projeto. Por exemplo, optamos por ocultar o muro em algumas visualizações para proporcionar uma melhor compreensão e apreciação do conjunto. A seguir são apresentadas imagens que foram obtidas utilizando ferramentas de renderização do software.





