

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO

Concurso CBCA para Estudantes de Engenharia – 3ª edição 2021

2021

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Estratégias bioclimáticas possíveis para aplicação na edificação	2
Figura 2 – Posicionamento da edificação quanto ao norte	3
Figura 3 – Mapa solar da fachada nordeste	4
Figura 4 – Mapa solar da fachada noroeste	4
Figura 5 – Mapa solar da fachada sudeste	5
Figura 6 – Mapa solar da fachada sudoeste	5
Figura 7 – Fachada principal do empreendimento	8
Figura 8 – Diagrama de usos da torre.....	9
Figura 9 – Layout proposto para o Subsolo 1.....	12
Figura 10 – Layout proposto para o Subsolo 2.....	13
Figura 11 – Layout proposto para o Térreo	14
Figura 12 – Layout proposto para o Terraço	15
Figura 13 – Perspectiva da região da praça	15
Figura 14 – Disposição dos elementos da praça.....	16
Figura 15 – Layout proposto para os pavimentos corporativos	17
Figura 16 – Canteiros nas fachadas laterais.....	17
Figura 17 – Disposição das unidades nos pavimentos residenciais de médio padrão....	18
Figura 18 – Layout proposto para os pavimentos residenciais de médio padrão	18
Figura 19 – Ampliação do Layout proposto para os residenciais de médio padrão	19
Figura 20 – Disposição das unidades nos pavimentos residenciais para mansões suspensas	19
Figura 21 – Layout proposto para os pavimentos residenciais para mansões suspensas	20
Figura 22 – Ampliação do layout proposto para os residenciais de médio padrão	20
Figura 23 – Layout proposto para o Rooftop	21
Figura 24 – Layout arquitetônico circulação vertical da torre.....	22
Figura 25 – Layout arquitetônico circulação vertical do embasamento	23
Figura 26 – Paleta de cores escolhidas	24
Figura 27 – Sistema de porta camarão “Folding shutters”	24
Figura 28 – Imagem do edifício com os painéis adotados	25
Figura 29 – Capacidade de filtragem dos raios solares	25
Figura 30 – Aplicação do revestimento 84R em um edifício	26
Figura 31 – Esquema ilustrativo de um painel de EPS.....	29
Figura 32 – Painéis estruturais de EPS em substituição a pilares e vigas em edificação	30
Figura 33 – Disposição dos eixos na região da torre	48
Figura 34 – Disposição dos eixos principais da estrutura	49

Figura 35 – Representação da locação pilares ao longo da torre.....	51
Figura 36 – Representação da locação de pilares ao longo do embasamento	51
Figura 37 – Representação vigamento da torre	54
Figura 38 – Disposição paredes do núcleo rígido da torre	56
Figura 39 – Pisos do núcleo de rigidez da torre	57
Figura 40 – Esquema dos pórticos da torre	58
Figura 41 – Layout do núcleo de rigidez do embasamento	59
Figura 42 – Perspectiva da marquise.....	60
Figura 43 – Vigamento da marquise.....	61
Figura 44 – Representação ligação viga-viga flexível.....	62
Figura 45 – Ligação vigas do pórtico com pilares seção B	63
Figura 46 – Ligação das vigas do pórtico com pilares seção A	63
Figura 47 – Ligação vigas intermediárias com pilares tubulares	64
Figura 48 – Ligação rotulada de vigas com pilares H	65
Figura 49 – Ligação rotulada de vigas com pilares H	65
Figura 50 – Armadura de espera para ligação da laje com o núcleo	67
Figura 51 – Imagem representativa dos ângulos de incidência (α) do vento	78
Figura 52 – Mapa de isoplefas proposto na revisão da NBR 6123:1988	79
Figura 53 – Imagem de satélite da região do terreno do projeto	80
Figura 54 – Fator dinâmico para terreno de categoria V e fator de amortecimento $\xi = 1\%$	85
Figura 55 – Fator dinâmico para terreno de categoria V e fator de amortecimento $\xi = 2\%$	86
Figura 56 – Representação simplificada da atuação do vento.....	88
Figura 57 – Seção do pilar misto tubular com dimensões 675 mm x 555 mm x 60 mm	98
Figura 58 – Criação do <i>steel deck</i> no RSA.....	99
Figura 59 – Criação da parede do núcleo rígido tipo (a).....	100
Figura 60 – Eixos estruturais criados no RSA: X(a), Y(b) e Z(c).	100
Figura 61 – Planta estrutural e sinalização dos tipos de ligação viga-pilar e da área modelada (quadrado verde)	101
Figura 62 – Modelo simplificado para teste de articulações e apoios	101
Figura 63 – Diagrama dos momentos fletores.....	102
Figura 64 – Planta estrutural com ligações rígidas em ambos lados dos pilares mistos tubulares, além das conexões no núcleo	102
Figura 65 – Mudança nas articulações do modelo: setas vermelhas indicam ligações rígidas, e as verdes, flexíveis	103

Figura 66 – Diagramas de momentos fletores após inserção de ligações rígidas e pilares no modelo	103
Figura 67 – Deslocamentos do modelo com engaste em ambos os lados dos pilares mistos	104
Figura 68 – Modelo de cálculo do painel criado no RSA	104
Figura 69 – Criação do painel no RSA com parâmetros pré-definidos.....	105
Figura 70 – Criação das paredes do núcleo rígido e inserção de apoios rígidos lineares em sua base.....	106
Figura 71 – Configuração final das paredes núcleo	106
Figura 72 – Mudança da direção do painel criado	107
Figura 73 – Diagrama de esforço normal do modelo de simulação	107
Figura 74 – Parâmetros adotados na análise modal do RSA.....	110
Figura 75 – Conversão de cargas para massa.....	110
Figura 76 – Frequências obtidas para os 10 primeiros modos	111
Figura 77 – Forma modal obtida para o 1º modo	111
Figura 78 – Deslocamentos obtidos no 1º modo da análise modal	111
Figura 79– Forma modal obtida para o 2º modo	112
Figura 80 – Deslocamentos obtidos no 2º modo da análise modal	112
Figura 81 – Forma modal obtida para o 3º modo	113
Figura 82 – Deslocamentos obtidos no 3º modo da análise modal	113
Figura 83 – Modelo simplificado para analisar vibrações do sistema de pisos.....	114
Figura 84 – Parâmetros utilizados na análise modal (caso 4) para o modelo de pequeno porte.....	115
Figura 85 – Tabela de conversão de cargas para massa	116
Figura 86 – Resultado dos 10 primeiros modos da análise modal para o pavimento corporativos	116
Figura 87 – Deformada do 1º modo da análise modal do pavimento corporativo	117
Figura 88 – Deformada do 2º modo da análise modal do pavimento corporativo	117
Figura 89 – Resultado dos 10 primeiros modos da análise modal para o pavimento residencial.....	118
Figura 90 – Refino ao separar vigas por trechos variando inércia	119
Figura 91 – Incidência do vento Y na cobertura	119
Figura 92 – Incidência do vento Y no Rooftop	120
Figura 93 – Nós criados para obtenção refinada dos esforços de momento fletor.....	120
Figura 94 – Cargas variáveis reduzidas (em kN/m ²).....	121
Figura 95 – Cargas do vento com efeitos dinâmicos na direção Y	121
Figura 96 – Vista isométrica das cargas do vento na direção Y	122

Figura 97 – Vista isométrica das cargas do vento na direção -Y	122
Figura 98 – Criação das combinações estado-limite último.....	122
Figura 99 – Criação das cargas nocionais para cada direção	123
Figura 100 – Diagrama de esforço normal dos pilares mistos na elevação -6000 mm	124
Figura 101 - Diagrama de momento fletor dos pilares mistos na elevação -6000 mm	124
Figura 102 – Apoios considerados na análise das fundações.....	125
Figura 103 – Diagramas lineares para apoios lineares	125
Figura 104 – Tabela com a soma das reações no núcleo esquerdo para o caso 5	125
Figura 105 – Combinação ELS utilizada no RSA.....	126
Figura 106 – ELS preliminar com Vento -Y gera deslocamento máximo	127
Figura 107 – Configuração final da deformada da estrutura no caso ELS.....	128
Figura 108 - Dimensões do modelo MF50 da telha-forma adotada.....	131
Figura 109 – Distância simplificada entre os pontos de momentos nulos da viga contínua	141
Figura 110 – Diagrama de momento fletor da V28 e V29 junto com a VL1 do pavimento comercial no ELU sem a contribuição do vento.....	141
Figura 111 – Distribuição das tensões em regime plástico para seção compacta e as respectivas posições da LNP	147
Figura 112 – Distribuições de tensões para momento fletor negativo	150
Figura 113 – Trajetória desde fabricante A a 50,3 km até o local da obra.....	173
Figura 114 – Trajetória desde fabricante B a 94,4 km até o local da obra	174
Figura 115 – Trajetória desde fabricante C a 99,8 km até o local da obra	174
Figura 116 – Trajetória desde fabricante D a 24,7 km até o local da obra.....	175
Figura 117 – Trajetória desde fabricante E a 29,3 km até o local da obra	175
Figura 118 – Vista do local de desembarque de materiais: Al. Santos	177
Figura 119 – Vista do local de desembarque de materiais: Av. Paulista.....	178
Figura 120 – Grua ascensional modelo MI 12.50	182
Figura 121 – Esquema ilustrativo de grua ascensional.....	183
Figura 122 – Plano de carga	185
Figura 123 – Técnica <i>pumped into and up</i> para preenchimento de pilares mistos.....	191
Figura 124 – Área de armazenamento dos perfis de 1 pavimento tipo	194
Figura 125 – Layout 1 do canteiro de obras: cota do térreo	195
Figura 126 – Layout 2 do canteiro de obras: pavimento térreo.....	196
Figura 127 – Layout 2 do canteiro de obras: terraço.....	196
Figura 128 – Layout final do canteiro de obras: pavimento térreo	197
Figura 129 – Transporte de painéis de EPS.....	199
Figura 130 – Painel de EPS com instalações: exemplo de uma caixa de passagem	200

Figura 131 – Sequência de montagem: etapas 1 e 2.....	201
Figura 132 – Sequência de montagem: etapa 3	202
Figura 133 – Sequência de montagem: etapa 4	202
Figura 134 – Sequência de montagem: etapa 5	203
Figura 135 – Sequência de montagem: etapa 6	203
Figura 136 – Sequência de montagem: etapas 7 e 8.....	204
Figura 137 – Sequência de montagem: etapa 9	204
Figura 138 – Sequência de montagem: etapas 10, 11 e 12.....	205
Figura 139 – Sequência de montagem: etapa 14	206
Figura 140 – Sequência de montagem: etapas 15, 16 e 17.....	207
Figura 141 – Sequência de montagem: etapa 18	208
Figura 142 – Sequência de montagem: etapa 19	208
Figura 143 – Sequência de montagem: etapa 20	209
Figura 144 – Sequência de montagem: etapa 21	210
Figura 145 – Sequência de montagem: vista frontal da etapa 21	210
Figura 146 – Sequência de montagem: etapas 22 e 23.....	211
Figura 147 – Sequência de montagem: etapa 24	211
Figura 148 – Sequência de montagem: etapa 25	212
Figura 149 – Sequência de montagem: etapa avançada	213
Figura 150 – Estrutura Analítica do Projeto.....	214

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valor do m ² no bairro Bela Vista – Proprietário direto	7
Tabela 2 – Valor do m ² no bairro Bela Vista – ZOImóvel	7
Tabela 3 – Distribuição de vagas de estacionamento	10
Tabela 4 – Dimensionamento do número de <i>sprinklers</i> no edifício	32
Tabela 5 – Cálculo da população dos pavimentos residenciais segundo NBR 9077:2001	34
Tabela 6 – Cálculo da população dos pavimentos corporativos segundo NBR 9077:2001	34
Tabela 7 – População da edificação	34
Tabela 8 – Cálculo do consumo médio estimado conforme a categoria do consumidor	37
Tabela 9 – Dimensionamento do número de dormitórios e banheiros da área residencial	38
Tabela 10 – Consumo médio mensal da área residencial	38
Tabela 11 – Resumo do consumo diário das diferentes áreas do edifício	39
Tabela 12 – Dimensionamento dos reservatórios	40
Tabela 13 – Pesos específicos aparentes considerados	46
Tabela 14 – Peso próprio das lajes	69
Tabela 15 – Camadas de revestimento em lajes	71
Tabela 16 - Cargas dos revestimentos e forro em lajes	72
Tabela 17 – Carregamento de uso e ocupação para os pavimentos residenciais	73
Tabela 18 – Resumo das cargas acidentais consideradas nos pavimentos residenciais	74
Tabela 19 – Resumo das cargas acidentais consideradas nos pavimentos comerciais	75
Tabela 20 – Processo iterativo para convergir valores de b, p e F _{r,II} da torre	81
Tabela 21 - Valores de b, p e F _{r,II} da torre convergidos	81
Tabela 22 – Dimensões do embasamento consideradas no ábaco	82
Tabela 23 - Dimensões da torre consideradas no ábaco	82
Tabela 24 - Coeficiente de arrasto para a estrutura da torre	82
Tabela 25 – Forças do Vento em kN/m para cada fachada	83
Tabela 26 – Forças do vento considerando efeitos dinâmicos na direção y	87
Tabela 27 – Momento fletor na base causado pelas forças do vento Y (kN.m)	88
Tabela 28 – Coeficientes ELU combinações normais para pavimentos residenciais	90
Tabela 29 – Coeficientes ELU combinações normais para pavimentos comerciais	91
Tabela 30 – Coeficientes ELU combinações normais para a garagem	92
Tabela 31 – Coeficientes ELS quase permanente	93
Tabela 32 – Coeficientes ELS frequente de serviço para pavimentos residenciais	95

Tabela 33 – Coeficientes ELS frequente de serviço para pavimentos comerciais	95
Tabela 34 – Coeficientes ELS frequente de serviço para a garagem	96
Tabela 35 – Peso próprio esperado do modelo de simulação.....	108
Tabela 36 – Deslocamentos máximos e mínimos com cargas do vento estático	127
Tabela 37 – Verificação do deslocamento horizontal no topo dos pilares com cargas do vento estático	127
Tabela 38 - Verificação final do deslocamento horizontal no topo dos pilares	128
Tabela 39 - Carga sobreposta na laje <i>steel deck</i> para o pavimento cobertura	129
Tabela 40 – Carga sobreposta na laje <i>steel deck</i> para o pavimento do rooftop.....	129
Tabela 41 – Carga sobreposta na laje <i>steel deck</i> para os pavimentos residenciais.....	130
Tabela 42 – Carga sobreposta na laje <i>steel deck</i> para os pavimentos comerciais	130
Tabela 43 – Carga sobreposta na laje <i>steel deck</i> para a região da praça.	130
Tabela 44 – Carga sobreposta na laje <i>steel deck</i> para o térreo	130
Tabela 45 – Carga sobreposta na laje <i>steel deck</i> para os subsolos.	130
Tabela 46 – Carga sobreposta na laje <i>steel deck</i> para as subestações.	131
Tabela 47 – Dimensionamento das lajes.	132
Tabela 48 – Resumo dos casos e perfis analisados para a marquise	139
Tabela 49 – Relações para consideração associadas à flambagem local do perfil H ...	154
Tabela 50 – Resumo dos casos e perfis de aço analisados na região do embasamento	156
Tabela 51 – Resumo dos casos e perfis de aço analisados na fachada da torre.....	157
Tabela 52 – Resumo dos perfis de aço adotado e localização.....	157
Tabela 53 – Equações para verificação da Flexo-compressão	160
Tabela 54 – Resumo dos casos e perfis mistos analisados na região da torre.....	160
Tabela 55 – Resumo dos perfis mistos adotado e localização.....	160
Tabela 56 – Resultado dos momentos fletores	161
Tabela 57 – Resultado da deflexão no estado limite de utilização	162
Tabela 58 – Resultado dos esforços cortantes	162
Tabela 59 – Esforços dos momentos fletores	164
Tabela 60 – Resultado da deflexão no estado limite de utilização	164
Tabela 61 – Resultado dos esforços cortantes	165
Tabela 62 – Taxas de consumo de material das lajes.....	166
Tabela 63 – Lista de materiais de aço.....	166
Tabela 64 – Consumo de aço.....	168
Tabela 65 – Consumo de concreto por elemento	170
Tabela 66 – Consumo de concreto total e por classe.....	170
Tabela 67 – Áreas estimadas para o plano de canteiro.....	193

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	ANÁLISE PRELIMINAR.....	2
2.1	Dados bioclimáticos.....	2
2.1.1	Posição do terreno	3
2.1.2	Estudo de fachadas	3
2.2	Estudo do entorno	6
2.2.1	Análise de mercado	6
3	CONCEPÇÃO ARQUITETÔNICA	8
3.1	Conceito	8
3.2	Estudo de usos	9
3.3	Setorização interna.....	9
3.3.1	Pavimentos garagem.....	10
3.3.2	Térreo.....	13
3.3.3	Terraço.....	14
3.3.4	Pavimentos corporativos	16
3.3.5	Pavimentos residenciais.....	17
3.3.6	Rooftop	20
3.4	Circulações verticais	21
3.4.1	Circulações verticais da torre	21
3.4.2	Circulação vertical do embasamento	22
3.5	Fachadas.....	23
3.6	Vedações internas	26
3.7	Proteção da vida contra incêndio	32
3.7.1	Chuveiros automáticos (<i>sprinklers</i>).....	32
3.7.2	Sistema de hidrantes e mangotinhos.....	33
3.7.3	Saídas de incêndio	33
3.8	Sistema hidráulico.....	36
3.8.1	Cálculo da vazão do Térreo	37
3.8.2	Cálculo da vazão da área dos pavimentos corporativos	37
3.8.3	Cálculo da vazão da área residencial	37
3.8.4	Reserva técnica de incêndio	38
3.8.5	Disposição do conjunto de reservatórios	38
3.9	Sistema elétrico.....	40
3.10	Sistema de Refrigeração	40
3.11	Certificações ambientais	40
4	MATERIAIS	44

4.1	Aço estrutural.....	44
4.1.1	Propriedades mecânicas gerais	44
4.1.2	Vigas.....	44
4.1.3	Pilares	44
4.1.4	Lajes mistas	45
4.2	Concreto armado estrutural.....	45
4.2.1	Propriedades mecânicas gerais	45
4.2.2	C50	45
4.2.3	C30	45
4.3	Materiais não estruturais	46
5	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL.....	47
5.1	Principais diretrizes da concepção estrutural.....	47
5.2	Eixos da estrutura.....	48
5.3	Sistema de resistência às cargas verticais	49
5.3.1	Pilares	50
5.3.2	Sistema de Pisos	53
5.4	Sistema de resistência às cargas horizontais	55
5.4.1	Núcleos de rigidez da torre.....	55
5.4.2	Pórticos na torre.....	57
5.4.3	Embasamento	58
5.4.4	Treliças de contraventamento.....	59
5.5	Marquise	60
5.5.1	Definição do layout	60
5.6	Ligações	61
5.6.1	Viga-viga	61
5.6.2	Viga-pilar.....	62
5.6.3	Viga-parede de concreto.....	65
5.6.4	Emenda de pilar	66
5.6.5	Laje-núcleo rígido.....	66
5.7	Geotecnia	67
5.7.1	Fundações	67
5.7.2	Contenções	68
6	AÇÕES.....	69
6.1	Ações permanentes	69
6.1.1	Peso próprio da estrutura	69
6.1.2	Sobrecarga permanente.....	70
6.2	Ações variáveis	72

6.2.1	Cargas acidentais	73
6.2.2	Carga térmica.....	77
6.2.3	Ação do vento.....	77
7	COMBINAÇÕES	89
7.1	Estados limites últimos	89
7.2	Estados limites de serviço.....	93
7.2.1	Combinações quase permanentes de serviço.....	93
7.2.2	Combinações frequentes de serviço	94
8	MODELO COMPUTACIONAL	97
8.1	Considerações iniciais.....	97
8.1.1	Unidades e formatos	97
8.1.2	Materiais	98
8.1.3	Criação das seções geométricas das barras metálicas	98
8.1.4	Criação das espessuras dos painéis.....	98
8.2	Preparação do ambiente de modelagem.....	100
8.2.1	Eixos Estruturais.....	100
8.2.2	Comportamento dos diferentes tipos de ligações e apoios	101
8.2.3	Comportamento dos modelos ao inserir os painéis	104
8.2.4	Considerações para otimização da modelagem	108
8.3	Etapas da Modelagem	109
8.3.1	Análise Modal	109
8.3.2	Análise da influência da carga de vento nas vigas da torre	118
8.3.3	Análise dos esforços solicitantes nos pilares e fundações	120
8.3.4	Análise linear	126
9	DIMENSIONAMENTO.....	129
9.1	Lajes.....	129
9.1.1	Cargas calculadas para cada pavimento	129
9.1.2	Determinação do perfil e da altura de concreto	131
9.1.3	Determinação da armadura de retração	132
9.2	Vigas de alma cheia	132
9.2.1	Momento fletor (ELU).....	133
9.2.2	Resistência ao cisalhamento (ELU).....	137
9.2.3	Deslocamentos (ELS)	138
9.2.4	Solução adotada e comentários gerais	138
9.3	Vigas mistas	139
9.3.1	Componentes da seção mista.....	140
9.3.2	Deslocamentos.....	143

9.3.3	Flambagem local da alma (FLA).....	144
9.3.4	Momento fletor resistente em regiões de momento positivo.....	144
9.3.5	Momento fletor resistente em regiões de momento negativo.....	148
9.3.6	Construção não-escorada.....	151
9.3.7	Conectores de cisalhamento	152
9.4	Pilares em aço	153
9.4.1	Esbeltez.....	153
9.4.2	Resistência à compressão	153
9.4.3	Solução adotada e comentários gerais	156
9.5	Pilares mistos	157
9.5.1	Resistência à compressão	157
9.5.2	Flexo-compressão.....	159
9.5.3	Solução adotada e comentários gerais	160
9.6	Análise de Resultados das vigas	161
9.6.1	Vigas mistas dos subsolos e embasamento.....	161
9.6.2	Vigas mistas da torre	163
10	CONSUMO DE MATERIAIS ESTRUTURAIS	166
10.1	Consumo de aço.....	166
10.2	Consumo de concreto.....	170
11	PROTEÇÕES DA ESTRUTURA	171
11.1	Proteção contra incêndio.....	171
11.2	Proteção contra corrosão.....	172
12	FABRICAÇÃO E TRANSPORTE	173
12.1	Mapeamento de fornecedores	173
12.2	Transporte	176
13	MONTAGEM.....	179
13.1	Equipamentos de transporte.....	179
13.1.1	Equipamentos de içamento vertical.....	179
13.1.2	Transporte vertical de materiais e pessoas	185
13.2	Fundações	187
13.3	Embasamento.....	187
13.4	Núcleo rígido	187
13.5	Estrutura metálica	189
13.6	Canteiro de obras	191
13.7	Recomendações para a montagem.....	197
13.8	Outros serviços	198
13.8.1	Montagem das vedações.....	199
13.8.2	Ponto de recarga para veículos elétricos.....	200

13.9 Sequência de montagem	200
14 Cronograma de execução.....	214
BIBLIOGRAFIA	215

1 INTRODUÇÃO

O presente projeto aborda a concepção, o projeto estrutural e o esquema de montagem de um edifício de múltiplos pavimentos de uso misto com estrutura mista de aço e concreto. A localização da obra é o quarteirão delimitado pela Av. Paulista, Al. Santos, Rua Augusta e Rua Padre João Manoel, na cidade de São Paulo - SP. O edifício é composto por um embasamento de uso público e uma torre com 48 pavimentos destinada a residências e escritórios.

De acordo com SILVA, M. G. e SILVA, V. V. (p.6), “o emprego de estruturas metálicas em edifícios é apontado com uma das alternativas para a industrialização da construção civil por aliar velocidade, qualidade, racionalização [...]”. Essa industrialização revela-se necessária no cenário brasileiro da construção civil, cuja produtividade é reconhecidamente inferior à de outros países desenvolvidos e em desenvolvimento.

Quando se busca determinar as razões pelas quais o aço e os métodos construtivos industrializados não são tão populares no país, há consenso de que o maior custo inicial, a falta de qualificação da mão de obra e um preconceito histórico enraizado tanto na população quanto nos profissionais da construção civil são preponderantes. Para combater preconceitos, nada como fatos e bons exemplos à mesa.

O objetivo deste empreendimento é, portanto, o de tornar-se um exemplar de racionalidade, estabilidade e estética. Racionalidade, dada a utilização de sistemas industrializados, com maior produtividade e menor desperdício de materiais. Estabilidade, ao tirar máximo proveito do potencial do aço como material construtivo, tendo como premissa a segurança. Por fim, estética, em que a cor se torna o primeiro atrativo em meio à “selva de pedra”.

Foi adotada uma solução com pilares e vigas de aço e mistos de aço e concreto, além de dois núcleos rígidos de concreto de modo que para a execução da estrutura será necessário consumir 8900 t de aço e 17900 m³ de concreto. O tempo estimado para a execução da área construída de 137644 m² é de 24 meses.

2 ANÁLISE PRELIMINAR

2.1 Dados bioclimáticos

Para a elaboração das estratégias de uso da edificação, foram analisados os dados bioclimáticos de São Paulo para definir quais seriam as mais eficientes no desempenho e conforto térmico. Além da análise de clima predominante na região, foram feitos estudos de insolação nas fachadas no item 2.1.2.

A cidade de São Paulo possui predominância no clima subtropical úmido, com verões quentes e úmidos e invernos suaves a frios, o que exige algumas estratégias bioclimáticas (Figura 1) para alcançar um bom conforto ambiental na edificação.

Figura 1 – Estratégias bioclimáticas possíveis para aplicação na edificação



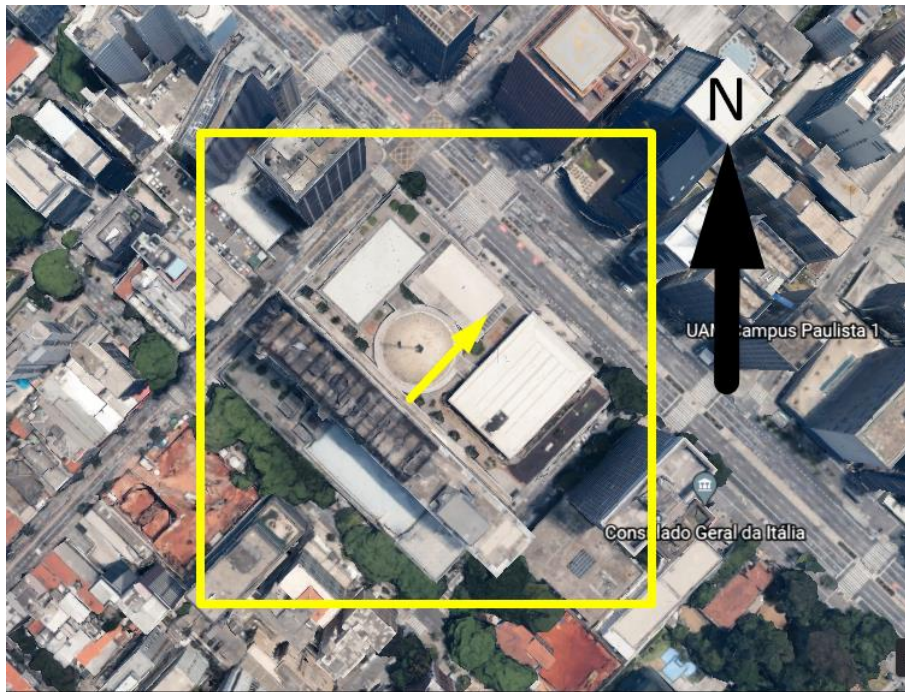
Fonte: ProjetEEE <<http://www.mme.gov.br/projeteee>>.

Logo, foram estipulados alguns elementos de fachada que permitem a incidência da luz, mas que são capazes de filtrar os raios mais nocivos. As explicações acerca das escolhas do tipo material constam no 3.5 que aborda os elementos de proteção da fachada.

2.1.1 Posição do terreno

Na Figura 2, é mostrada uma imagem de satélite da região do empreendimento com a indicação do norte geográfico representada em preto.

Figura 2 – Posicionamento da edificação quanto ao norte



Fonte: Google Maps

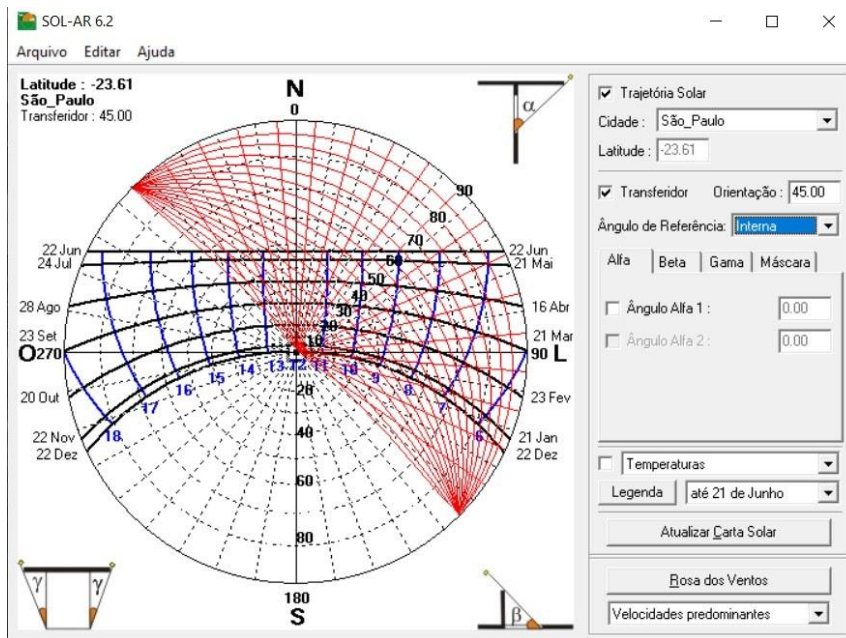
2.1.2 Estudo de fachadas

Para analisar os impactos do sol nas fachadas, foram feitos os mapas solares para cada fachada.

2.1.2.1 Fachada nordeste (Avenida Paulista)

Na Figura 3, é possível observar que a incidência solar é alta para a fachada nordeste, incidindo ali o ano inteiro durante toda a parte da manhã e início da tarde, momento em que o sol é mais forte. Sendo assim, a fachada requer o uso de algum tipo de elemento de proteção solar.

Figura 3 – Mapa solar da fachada nordeste

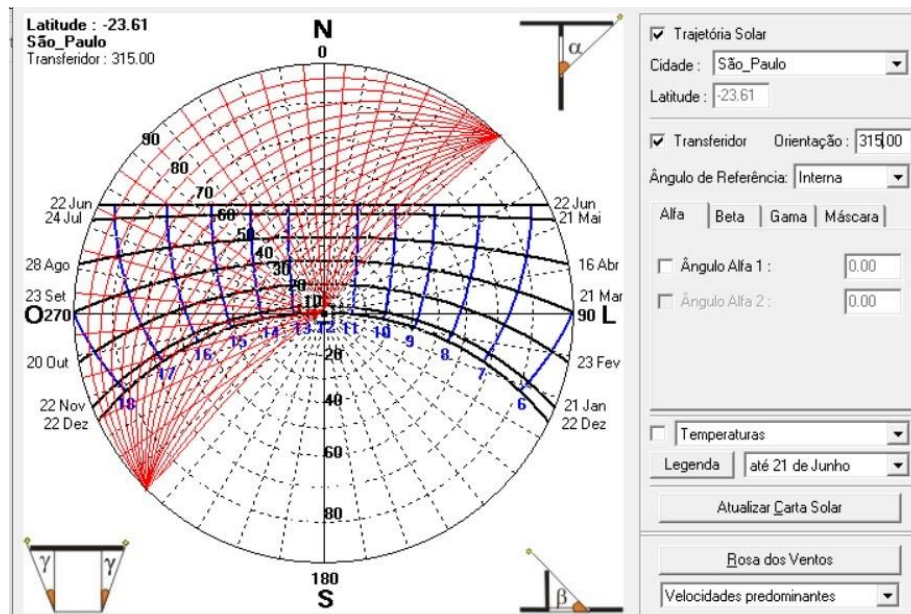


Fonte: autoral

2.1.2.2 Fachada noroeste (Rua Augusta)

A Figura 4 demonstra que a incidência solar na fachada noroeste acontece durante a parte da tarde no ano inteiro, e requer o uso de algum tipo de elemento de proteção solar.

Figura 4 – Mapa solar da fachada noroeste

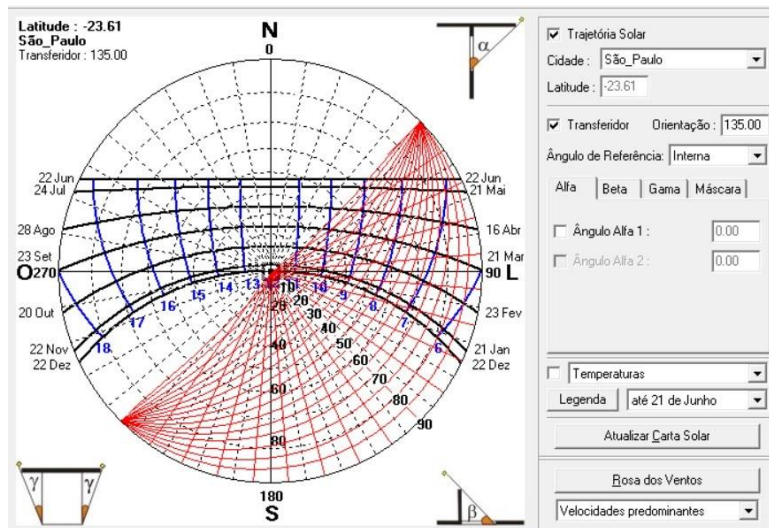


Fonte: autoral

2.1.2.3 Fachada sudeste (Rua Padre João Manoel)

A fachada sudeste, como demonstrado na Figura 5, possui incidência solar apenas durante a parte da manhã, o que é positivo para dormitórios e ambientes de permanência prolongada, já que o sol neste horário é menos intenso. Sendo assim, não é necessária proteção solar para esta fachada.

Figura 5 – Mapa solar da fachada sudeste

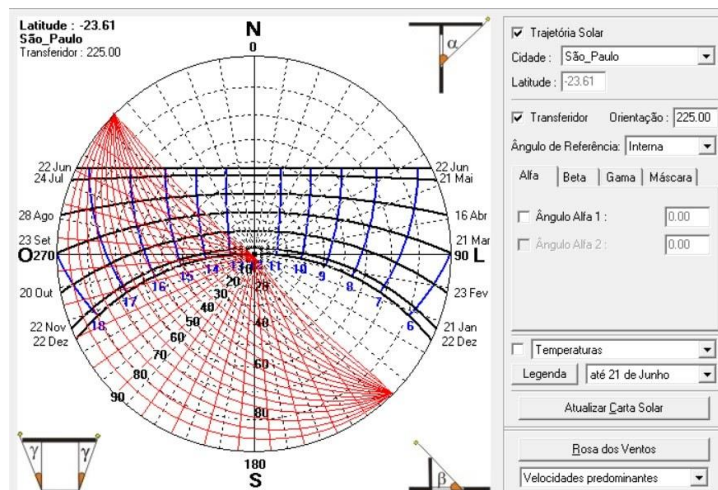


Fonte: autoral

2.1.2.4 Fachada sudoeste (Alameda Santos)

A Figura 6 explicita a incidência solar na fachada sudoeste, predominante durante o período do final da tarde, momento em que o sol já está mais baixo e menos intenso. Esta fachada necessita, portanto, de menos proteção solar.

Figura 6 – Mapa solar da fachada sudoeste



Fonte: autoral

2.2 Estudo do entorno

Ao realizar um estudo do entorno, nota-se a existência de grandes prédios comerciais ou habitacionais de elevado padrão. Em volta do local da obra, por exemplo, há o prédio do Banco Safra e do Banco do Brasil. Destaca-se também a presença do hotel 5 estrelas Renaissance de São Paulo. Tais edifícios apontam a tendência de um valor por metro quadrado alto para a área de estudo. Será apresentada uma análise preliminar de mercado para estimar o valor por metro quadrado na seção 2.2.1.

Nas calçadas, há forte presença de comércio, principalmente bares e cafeterias ou lanchonetes. O estímulo ao comércio voltado para as ruas faz parte do Plano Diretor estratégico do Município de São Paulo, lei nº 16.050, de 31 de julho de 2014, a qual orienta o desenvolvimento e o crescimento da cidade até 2030. Além desse incentivo, chamado de Fachada Ativa, a lei também visa pontos como: edificações de uso misto para diminuir as distâncias entre o local de trabalho e a moradia e, portanto, o trânsito de veículos automotivos; prédios com habitações de diferentes faixas de preço a fim de possibilitar a compra por pessoas com diferentes poderes aquisitivos; incentivo urbanístico para empreendimentos que destinarem áreas para uso público; construção de áreas verdes e espaços livres. Tais ideais foram levadas em consideração na elaboração desse projeto.

O local da edificação também possui integração com diferentes meios de transporte. A estação de metrô Consolação fica a cem metros da obra e há pontos de ônibus na rua à frente e ao lado. Além disso, a Avenida Paulista, uma das maiores vias expressas da cidade de São Paulo, está localizada logo à frente.

2.2.1 Análise de mercado

Foi feita uma análise sobre o valor médio das habitações existentes no bairro Bela Vista, onde será a construção do empreendimento. Isso porque é necessário saber o padrão econômico dos edifícios da região com a intenção de que o edifício seja condizente com a sua localidade.

Segundo a Tabela 1 e a Tabela 2, com dados retirados de dois sites de imóveis, o valor do metro quadrado sugere que o bairro Bela Vista é um local de propriedades de alto padrão construtivo. Fora isso, o fato de ser localizado na Avenida Paulista, uma das vias mais movimentadas de São Paulo, agrega valor ao empreendimento.

Tabela 1 – Valor do m² no bairro Bela Vista – Proprietário direto

Nº de dormitórios	Valor médio do m²
1	R\$ 8,193,00
2	R\$ 9,191,00
3	R\$ 8,193,00
4 ou mais	R\$ 9.642,00

Fonte: Proprietáriodireto, mar. 2021

Tabela 2 – Valor do m² no bairro Bela Vista – ZOImóvel

Nº de dormitórios	Valor médio do m²
1 a 2 com 1 vaga	R\$ 9.640,00
2 a 3 com 2 vagas	R\$ 9.200,00
3 suítes, 4 dormitórios com 3 ou 4 vagas	R\$ 8.720,00

Fonte: ZOImóvel, mar. 2021

3 CONCEPÇÃO ARQUITETÔNICA

No edital, foram definidos critérios básicos para a edificação, como a sua volumetria, a distância entre pisos, o pé direito mínimo e as restrições de uso. No entanto, para uma melhor tomada de decisão, maior refinamento das ações consideradas e de modo a adequar as tecnologias não estruturais ao processo de montagem, foi executada uma concepção arquitetônica preliminar.

Por isso, nesta seção, é apresentada uma definição dos usos, de layouts arquitetônicos para os pavimentos e do valor estético do edifício inserido na região central de São Paulo. Além disso, são apresentados os sistemas relevantes para as determinações das ações e estratégias para a proteção da vida contra incêndios.

3.1 Conceito

Analisando o contexto no qual o edifício será inserido, a Avenida Paulista, é notório que essa é uma avenida marcada por edifícios verticais e altos, sendo eles em sua maioria em tons escuros e/ou neutros. Devido ao fato de que este será o edifício mais alto do local, deve apresentar algum diferencial em sua aparência. Sendo assim, inspirado no grande marco da Avenida Paulista, o Museu de Arte de São Paulo, é proposta uma fachada para o edifício com cores em destaque, com o propósito de trazer mais vivacidade para a avenida. Seguindo o mesmo propósito, também é previsto um paisagismo em seu terraço e canteiros nas fachadas laterais do edifício, incorporando, assim, mais verde à paisagem.

Figura 7 – Fachada principal do empreendimento

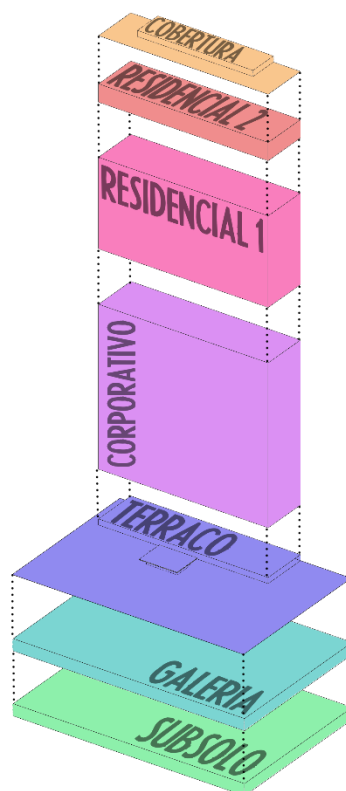


Fonte: autoral

3.2 Estudo de usos

Como é possível observar no esquema da Figura 8, o edifício é composto por dois pavimentos de subsolo; térreo com uma galeria com lojas e sobrelojas; terraço público; 27 pavimentos de escritórios corporativos; 15 pavimentos de apartamentos Residencial 1, com apartamentos de um e dois quartos; 3 pavimentos de apartamentos Residencial 2, com apartamentos de maior área; e uma cobertura que funciona como pavimento de uso comum para os moradores.

Figura 8 – Diagrama de usos da torre



Fonte: autoral

3.3 Setorização interna

O empreendimento é composto de sete diferentes tipos de pavimentos:

- a) Subsolos: dois pavimentos contendo vagas de carro, motocicleta e bicicleta tanto para trabalhadores e clientes, quanto vagas reservadas para os moradores do prédio. A quantidade de vagas prevista está expressa no item 3.3.1;
- b) Térreo: como previsto no Plano Diretor de São Paulo, o embasamento da edificação é composto por lojas comerciais, o que traz benefícios para a cidade, como maior segurança, maior público, geração de empregos, além de se relacionar com o entorno, no qual existem diversas lojas e bares;

- c) Terraço – Pavimento 1: a cobertura do embasamento da edificação serve como área pública, uma praça, com projeto de paisagismo que conta com espelhos d’água e canteiros de jardins. No volume interno da edificação, temos 2 auditórios simples para 150 pessoas cada, uma área destinada para trabalho/estudo compartilhado, 2 banheiros femininos, 2 banheiros masculinos e locais para posicionamento de café e alimentação;
- d) Corporativo – Pavimentos 2–28: os pavimentos de escritórios ocupam mais da metade do total de pavimentos, devido à alta demanda desse tipo de empreendimento na área central da cidade, trazendo assim maior rentabilidade. Cada sala possui 960 m², incluindo banheiros, e foi pensada para ser alugada por empresas;
- e) Residenciais 1 – Pavimentos 29–44: pavimentos com apartamentos de médio padrão;
- f) Residenciais 2 – Pavimentos 45–47: pavimentos com 5 apartamentos de alto padrão, com ampla área total.
- g) Rooftop – Pavimento 48: Pavimento destinado às áreas comuns de uso residencial

3.3.1 Pavimentos garagem

Os dois subsolos foram destinados a estacionamentos com a distribuição de vagas expressa na Tabela 3, de modo que o Subsolo 2 será destinado às vagas dos apartamentos residenciais e as do Subsolo 1 serão vagas rotativas para atender aos escritórios e às áreas comuns do embasamento.

Tabela 3 – Distribuição de vagas de estacionamento

Tipo de vaga	Subsolo 1	Subsolo 2
Carro – fixa	–	281
Carro – rotativa	286	–
P.C.D.	10	4
Motocicleta	54	51
Bicicleta	90	90

Fonte: autoral

Para a definição do layout, foi consultado o código de obras e edificações da prefeitura de São Paulo, sendo observadas as seguintes determinações:

- a) Previsão de 4 vagas especiais para P.C.D no Subsolo 2, superior à exigência de 1% do total das vagas contida no item 4.7;
- b) Previsão de 10 vagas especiais para P.C.D no Subsolo 1, superior à exigência de 3% do total das vagas contida no item 4.7;
- c) Previsão de 51 vagas para motocicletas no Subsolo 2, consideravelmente superior às 15 vagas exigidas de acordo com o item 8.6 (5% do total);

- d) Previsão de 54 vagas para motocicletas no Subsolo 1 em cada pavimento, consideravelmente superior às 15 vagas exigidas de acordo com o item 8.6 (5% do total);
- e) Adoção de faixas de circulação de veículos atendendo à exigência de 2,75 m contida no item 8.1;
- f) Adoção de inclinação da rampa inferior à limitação de 20% contida no item 8.3;
- g) Adoção das medidas para o tamanho das vagas e espaço de manobra atendendo ao item 8.5.

Além disso, foi buscado o maior aproveitamento do espaço, de forma a maximizar o número de vagas para carro, mas sem projetar vagas que, ao sair, o usuário precisasse aguardar a retirada de outro veículo.

Outra preocupação com o usuário foi a de prever calçadas em regiões de permanência para maior segurança e conforto. Além disso, essas elevações foram posicionadas ao redor dos pilares que estão próximos às ruas internas visando protegê-los do impacto de veículos. Em linha com as boas práticas de cidades sustentáveis, foi prevista uma ampla oferta de bicicletários em cada pavimento.

3.3.1.1 Definição do layout do Subsolo 1

Este pavimento fica locado imediatamente abaixo do Térreo e tem como uso um estacionamento rotativo para os escritórios e para os espaços públicos do embasamento de acordo com a disposição demonstrada na Figura 9.

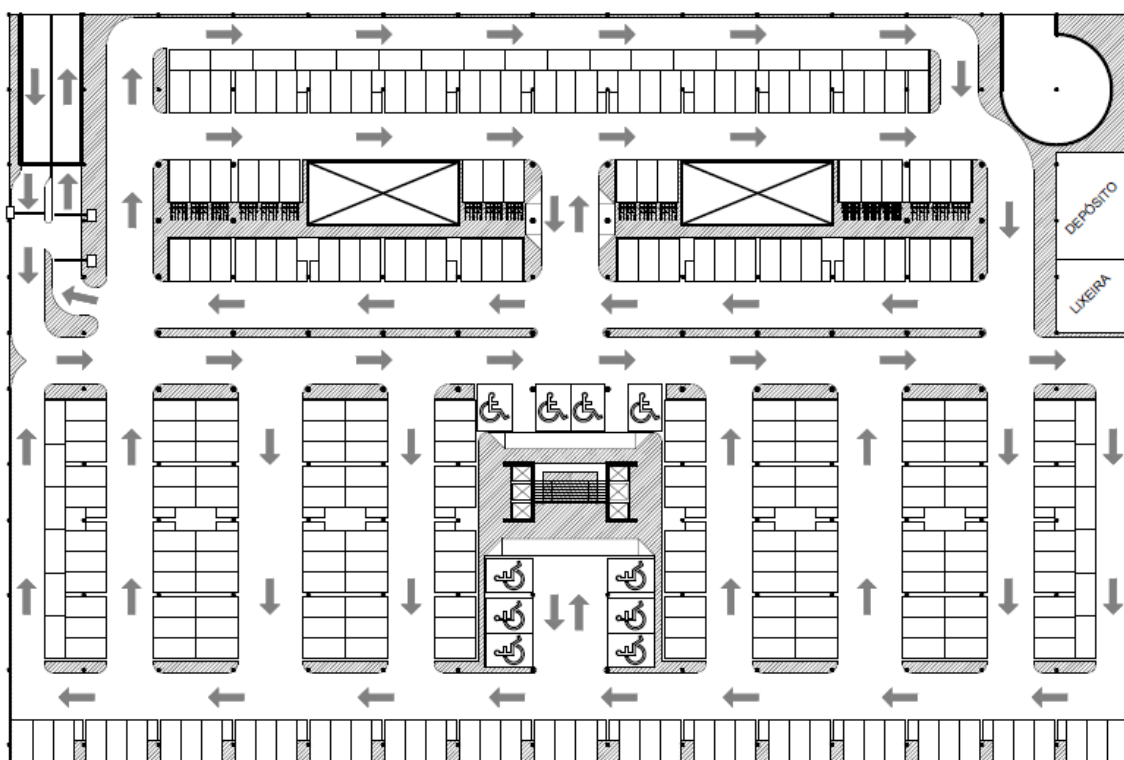
Por São Paulo ser uma metrópole onde se usam muitas motocicletas devido à sua agilidade no trânsito, foi previsto um número elevado de vagas para esse tipo de veículo. Esse elevado número foi resultado da disponibilidade de espaço e da previsão de que um número elevado de trabalhadores dos escritórios ou lojas se locomova de motocicleta.

Além disso, por se tratar de um estacionamento rotativo, foi previsto um sistema de cancelas nos acessos à rampa contando com retorno entre as cancelas de saída para o caso de problemas na liberação. Ademais, esse pavimento não possui acesso à circulação da torre, devendo os usuários utilizarem a circulação própria do embasamento para irem até o Térreo. Essa solução foi adotada para evitar a necessidade de halls para acesso à torre e para privilegiar as lojas do embasamento, fazendo os usuários dos escritórios transitarem pela frente de suas vitrines.

Já as vagas para Pessoas com Necessidades Especiais foram posicionadas próximas à circulação vertical do embasamento, de modo a facilitar o acesso à edificação. Com isso, mantendo o projeto acessível, foram posicionadas largas rampas de acesso ao piso elevado onde estão posicionados os elevadores e a escada. Não foram especificadas vagas preferenciais para idosos ou gestantes, pois elas possuem as mesmas dimensões que as

vagas convencionais, logo a sua devida locação não impacta o projeto e deve ser feita pelo proprietário, atendendo ao código de obras da prefeitura de São Paulo.

Figura 9 – Layout proposto para o Subsolo 1



Fonte: autoral

Por fim, neste pavimento, também foi delimitada uma região (lixeira) onde deve ser feita a triagem entre o lixo recolhido nos pavimentos corporativos e a coleta urbana. Além disso, ao lado da lixeira, foi destinado um espaço para um depósito de sobras de materiais da obra. Esse depósito deve permanecer sob responsabilidade da construtora pelos 5 anos seguintes à inauguração para que ela realize qualquer reparo necessário e coberto pelas devidas garantias.

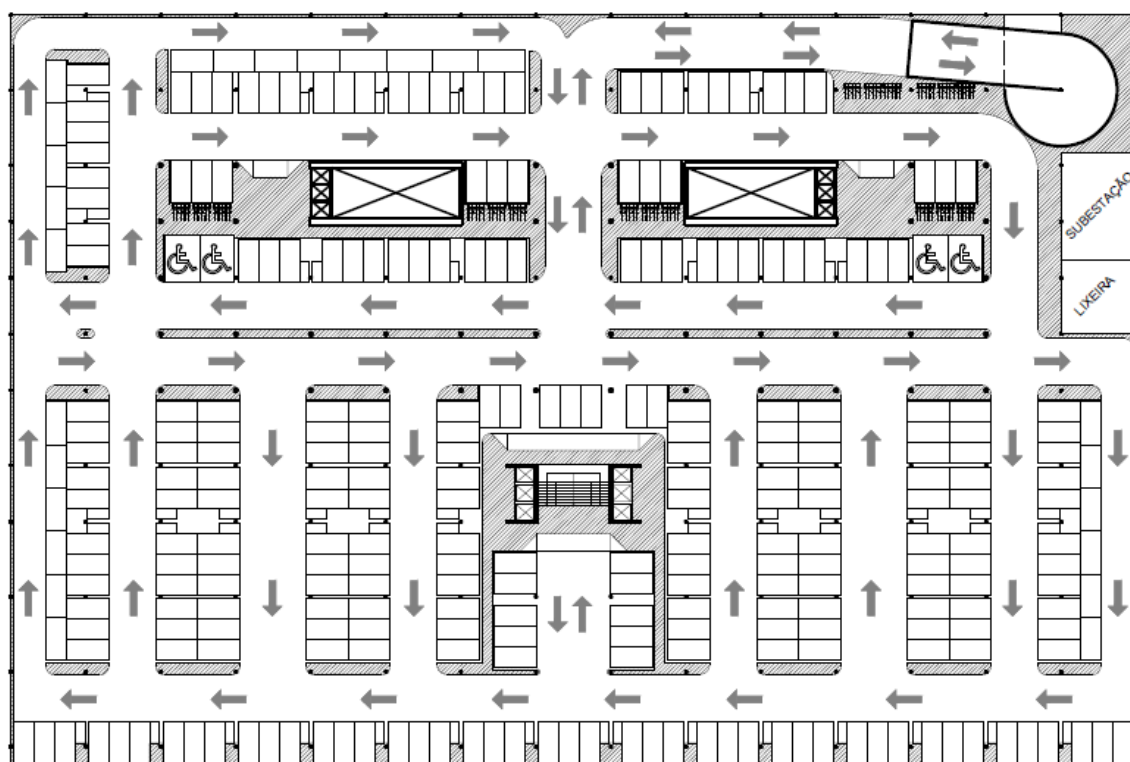
3.3.1.2 Subsolo 2

Este pavimento fica locado imediatamente abaixo do Subsolo 1 e é o estacionamento do condomínio composto pelos pavimentos residenciais de acordo com a disposição demonstrada na Figura 10.

As vagas para Pessoas com Necessidades Especiais foram posicionadas próximas à circulação vertical do embasamento, de modo a facilitar o acesso à edificação. Com isso, mantendo o projeto acessível, foram posicionadas largas rampas de acesso ao piso elevado onde estão posicionados os elevadores e a escada. Não foram especificadas vagas preferenciais para idosos ou gestantes, pois elas possuem as mesmas dimensões que as

vagas convencionais, logo a sua devida locação não impacta o projeto e deve ser feita pelo proprietário, atendendo ao código de obras da prefeitura de São Paulo.

Figura 10 – Layout proposto para o Subsolo 2



Fonte: autoral

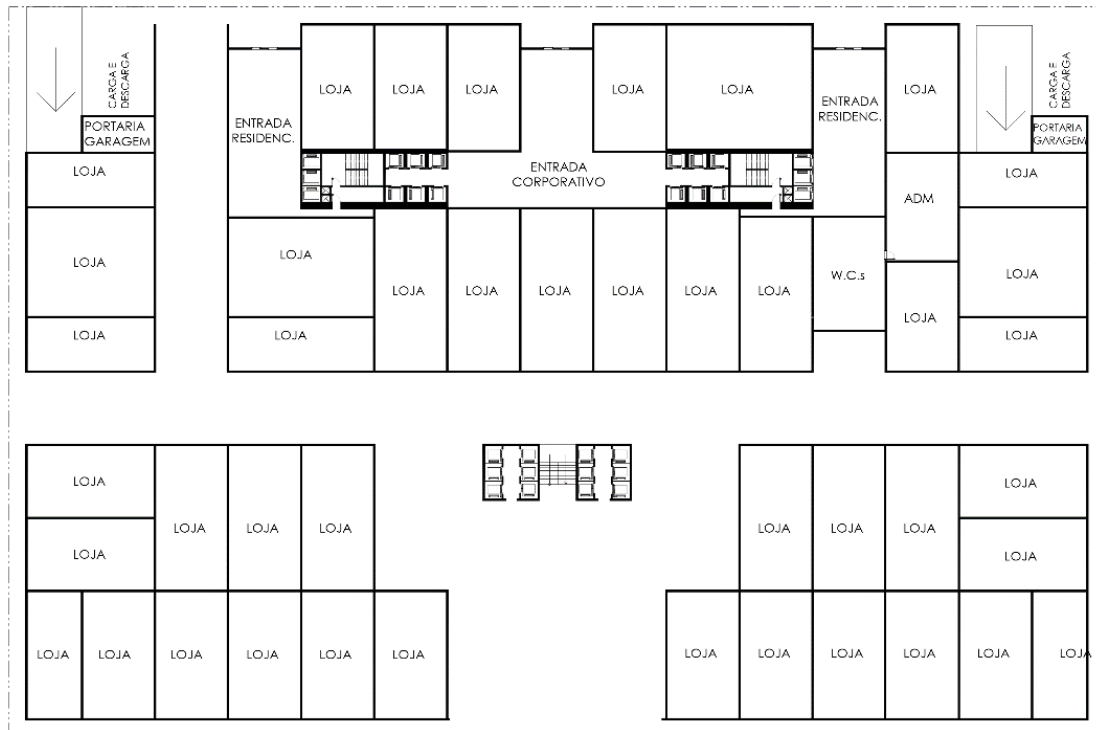
Por fim, neste pavimento, foi prevista a instalação de uma subestação de energia elétrica para o edifício. Ela foi posicionada em uma região afastada da circulação de pessoas e de curvas nos trajetos dos veículos, de forma a evitar acidentes. Além disso, foi delimitada uma região (lixeira) onde deve ser feita a triagem entre o lixo recolhido nos pavimentos residenciais e a coleta urbana.

3.3.2 Térreo

O Térreo do edifício funciona como uma galeria, com diversos espaços previstos para implementação de lojas, que possuem também sobrelojas, deixadas vazias, para que o detentor da loja decida o que fazer no momento. Também neste pavimento existem as rampas de acesso à garagem e as entradas de acesso para os escritórios corporativos e para os apartamentos residenciais. Esses acessos estão localizados na Alameda Santos não só pela sua proximidade ao núcleo rígido do edifício, mas também por ser uma rua de caráter residencial, com menos movimento que a Avenida Paulista, e maior arborização, sendo assim mais agradável para a passagem de pedestres, e mais fácil o acesso de veículos.

Outro ponto importante neste pavimento é a livre passagem dos transeuntes, de modo que possam acessar a galeria de qualquer uma das ruas que circundam o edifício e sair em outra. O acesso pela Avenida Paulista possui um grande vão de 24 metros para que o pedestre se sinta convidado para entrar e explorar a galeria ou visitar o Terraço público, já que ao entrar pela Avenida Paulista a visão é imediatamente da circulação vertical que leva até este pavimento.

Figura 11 – Layout proposto para o Térreo

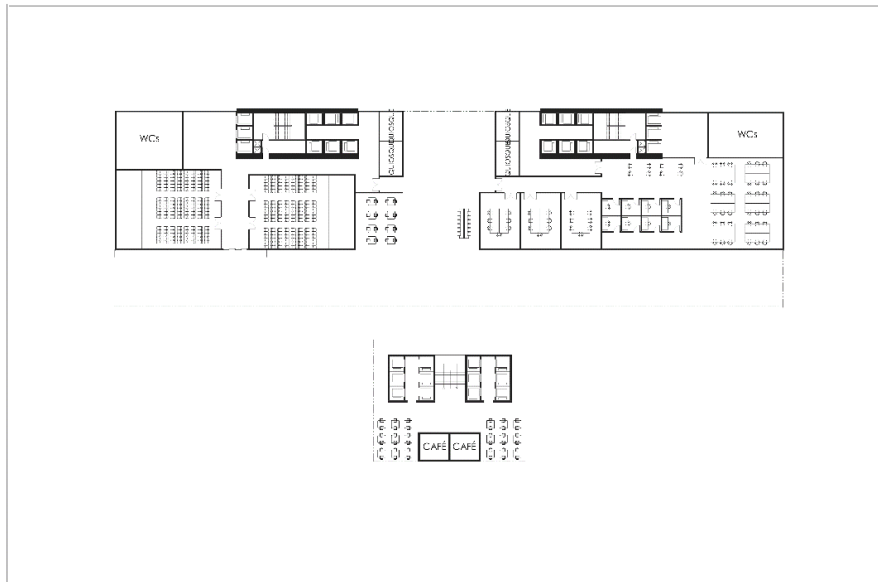


Fonte: autoral

3.3.3 Terraço

A cobertura do embasamento da edificação serve como área pública, uma praça, com previsão para um projeto de paisagismo que conta com espelhos d'água e canteiros de jardins. No volume interno da edificação, temos 2 auditórios simples, para 150 pessoas cada, uma área destinada para trabalho/estudo compartilhado, banheiros femininos e masculinos e locais para posicionamento de café e alimentação.

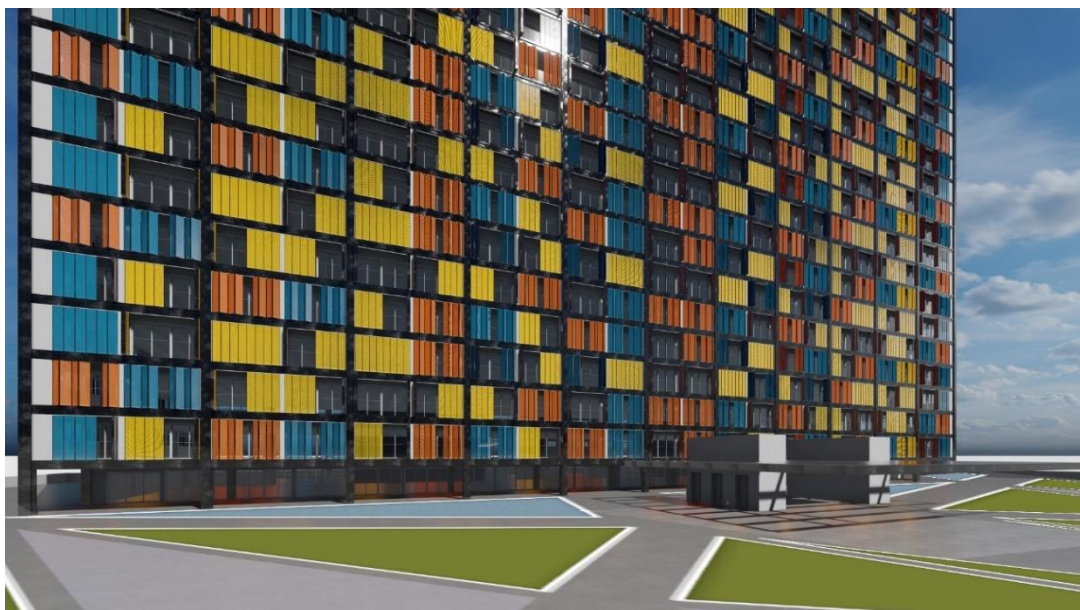
Figura 12 – Layout proposto para o Terraço



Fonte: autoral

Já na torre, existe um recuo de seis metros na sua fachada principal, voltado para a Avenida Paulista, para a criação de pilotis, deixando assim o espaço mais livre. Para agregar a esse conceito, no meio da torre, deixou-se um corredor de passagem livre, para que os transeuntes possam atravessar o edifício, além de contribuir para a passagem do vento. Neste corredor, são previstos espaços para quiosques e mesas e cadeiras para seus clientes. Além disso, são propostos dois espaços para a implementações de cafés ou quiosques junto à marquise da circulação vertical, com mesas e cadeiras para os clientes.

Figura 13 – Perspectiva da região da praça

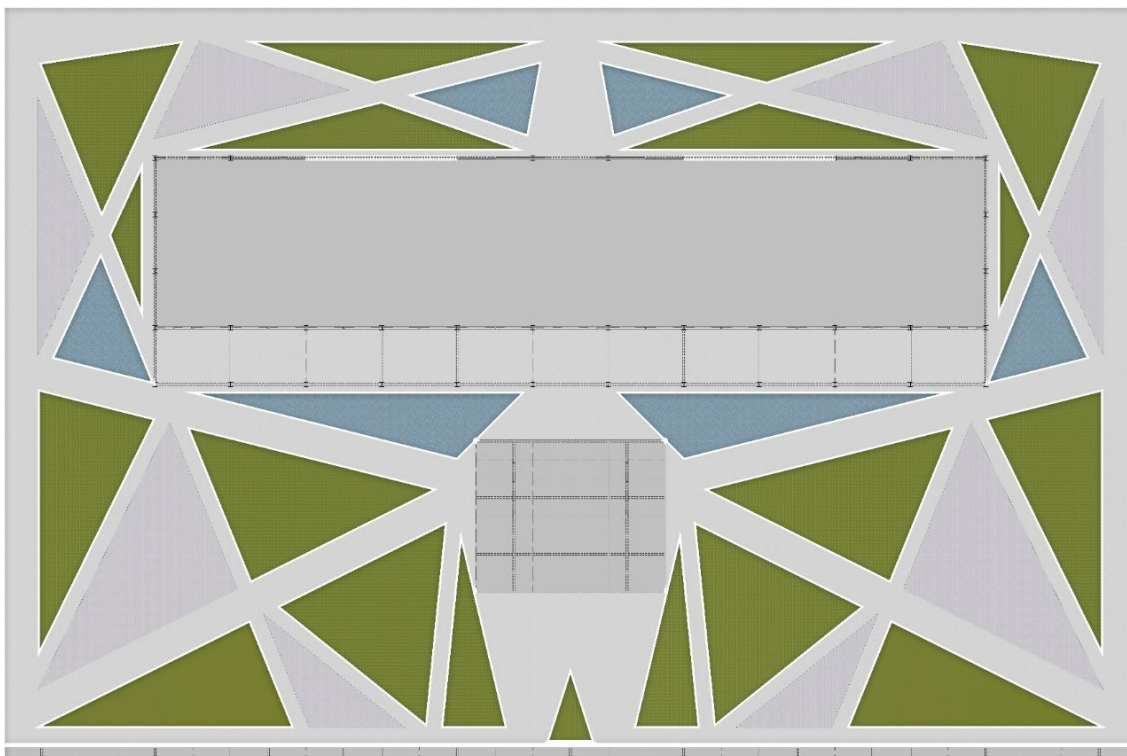


Fonte: autoral

3.3.3.1 Praça

No terraço do embasamento foi prevista uma praça com diversos jardins e espelhos d'água dispostos como na Figura 14 para agregar mais conforto aos usuários do edifício e da região ao redor.

Figura 14 – Disposição dos elementos da praça



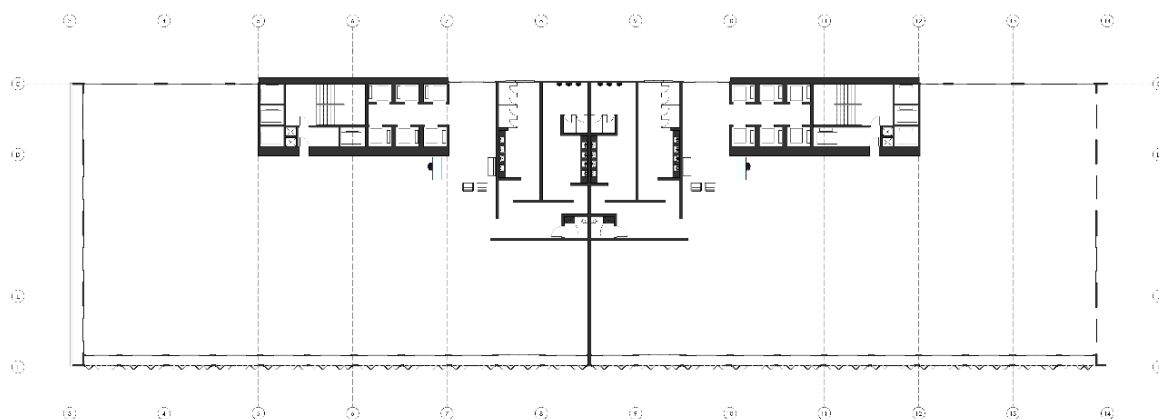
Fonte: autoral

3.3.4 Pavimentos corporativos

Para os pavimentos corporativos, a torre foi dividida em dois grandes espaços para o aluguel de empresas, com banheiros femininos, masculinos e PNE para cada um deles, e ainda 750 m² de área livre. Caso seja o desejo da empresa, ela pode alugar os dois espaços do pavimento e remover a parede divisória. Os elevadores residenciais não possuem parada nos pavimentos corporativos.

Estes pavimentos são cercados de vidro, permitindo que mais luz natural entre. Além disso, possuem recursos para proteção solar, como um recuo em suas fachadas laterais que permitem a instalação de canteiros e uma varanda estreita em sua fachada noroeste, com painéis retráteis para controlar a entrada do sol. Além de canteiros com plantas como ilustrado na Figura 16.

Figura 15 – Layout proposto para os pavimentos corporativos



Fonte: autoral

Figura 16 – Canteiros nas fachadas laterais.



Fonte: autoral

3.3.5 Pavimentos residenciais

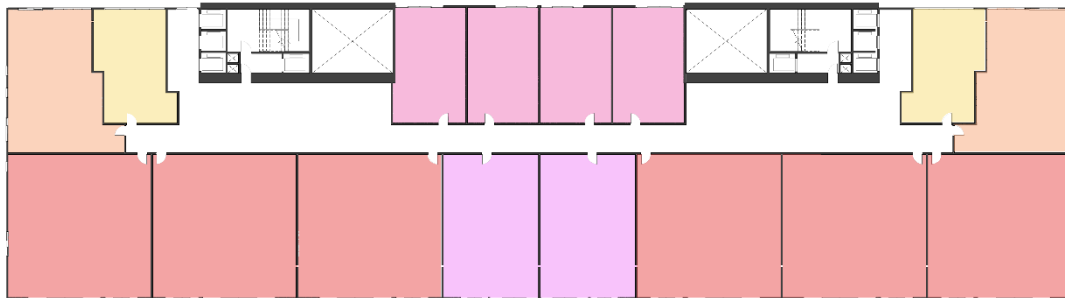
O residencial foi dividido em dois pavimentos tipo, um com unidades de pequena e média metragem por possuírem maior liquidez no mercado imobiliário e outro com grandes mansões suspensas para atender ao mercado de alto padrão, aproveitando a vantagem competitiva de serem as unidades de maior elevação da região.

3.3.5.1 Pavimentos residenciais de médio padrão

Em cada um destes pavimentos, foram previstas 16 unidades residenciais com 1, 2 ou 3 quartos. As unidades foram dispostas como na Figura 17, de modo a maximizar o aproveitamento da fachada, o principal desafio para a elaboração do layout. Além disso,

foi previsto um corredor atravessando cada pavimento, pois, apesar de possuírem dois acessos distintos, o residencial foi previsto como um condomínio único.

Figura 17 – Disposição das unidades nos pavimentos residenciais de médio padrão



Fonte: autoral

Uma das principais preocupações da setorização interna residencial é o conforto ambiental. Por isso, baseado nos resultados encontrados no estudo de sol, optou-se por dar preferência a posicionar os dormitórios e outros cômodos de longa permanência onde não ocorra a incidência solar durante a parte da tarde, quando o sol é mais forte e incômodo. Quando não é possível essa adequação, como nos apartamentos voltados para a fachada noroeste, utilizou-se um elemento de proteção solar como uma varanda ou brise-soleils, como ilustrado na Figura 18.

Figura 18 – Layout proposto para os pavimentos residenciais de médio padrão

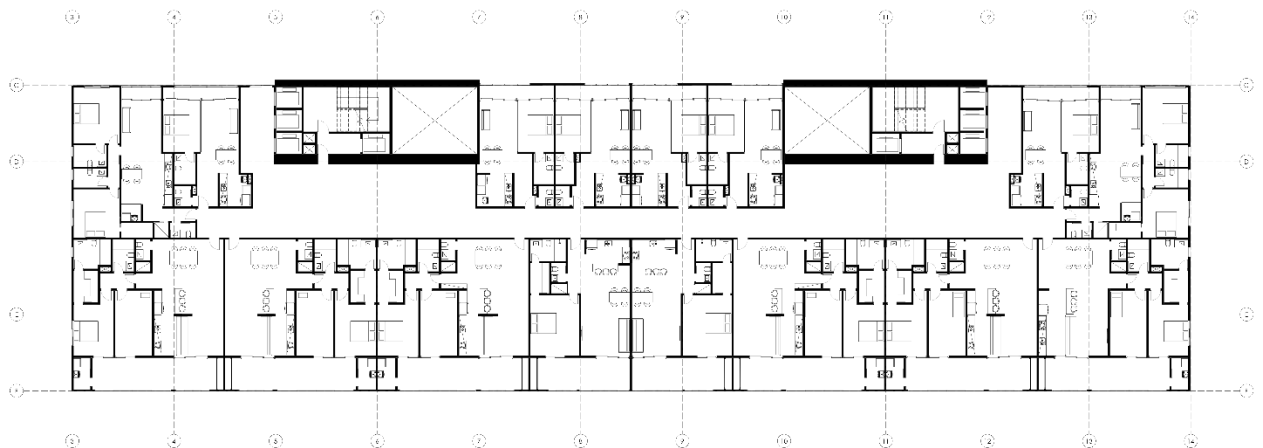
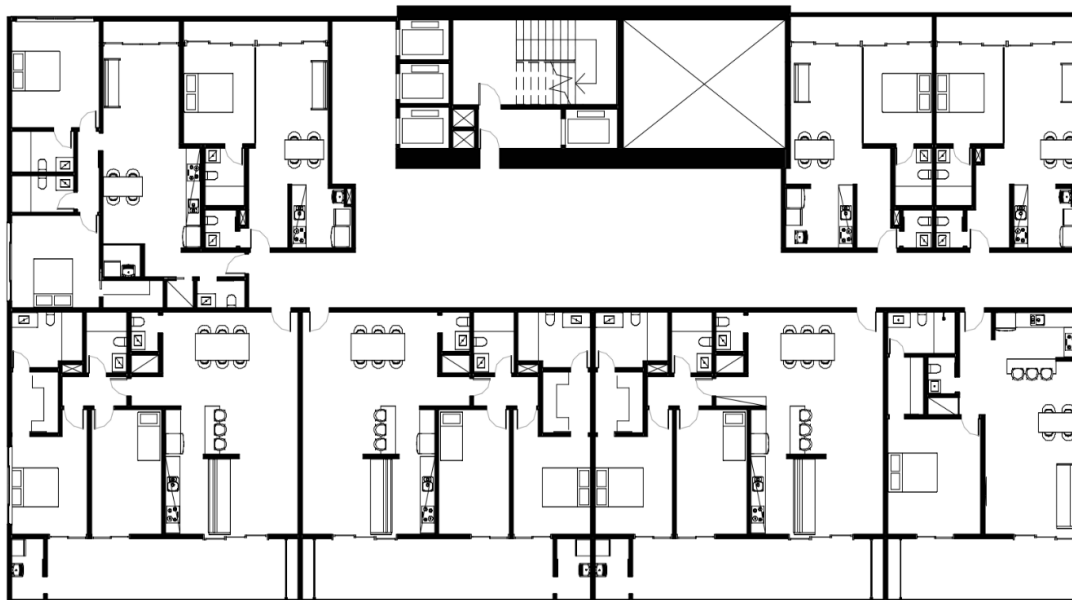


Figura 19 – Ampliação do Layout proposto para os residenciais de médio padrão

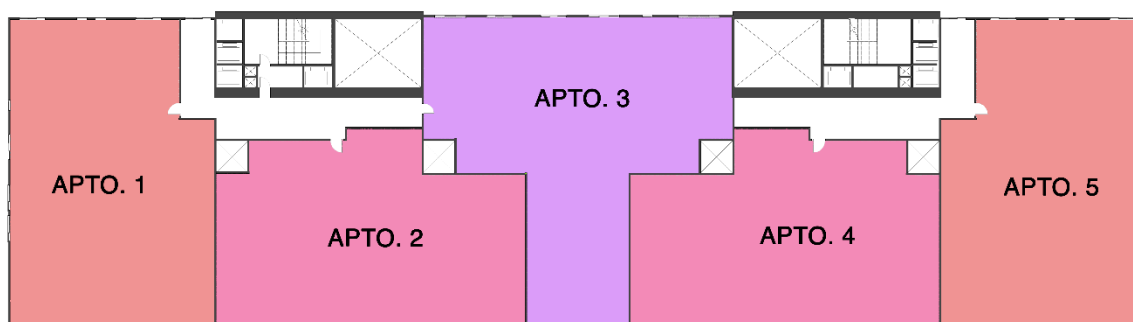


Fonte: autoral

3.3.5.2 Pavimentos residenciais para mansões suspensas

Nesta região, como mostrado na Figura 20, foram previstas apenas 5 unidades por pavimento, totalizando 15 apartamentos espaçosos com 4 ou 6 quartos cada.

Figura 20 – Disposição das unidades nos pavimentos residenciais para mansões suspensas



Fonte: autoral

Aliado ao conforto ambiental, a ventilação e iluminação também foram prioridades. Por isso, nos apartamentos superiores, foram criados dois prismas de ventilação e iluminação devido à área limitada de fachada para grandes apartamentos. Para os pavimentos de plantas médias e para os corporativos, optou-se pela não criação de prismas de ventilação, dando prioridade à ventilação cruzada vinda da fachada, além de maior área comerciável para os apartamentos.

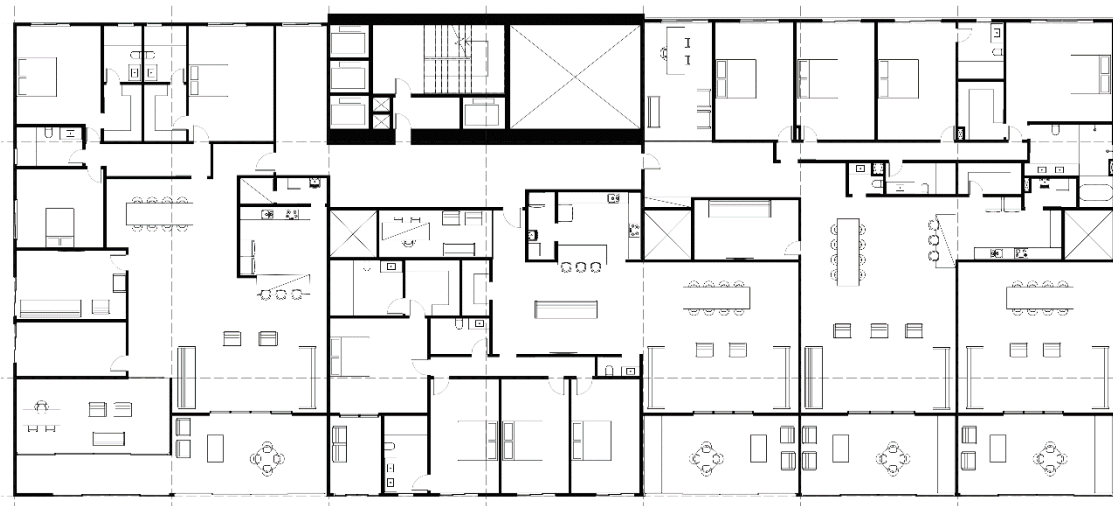
Além disso, foram previstas espaçosas salas de forma a aproveitar os grandes vãos proporcionados pela concepção estrutural adotada.

Figura 21 – Layout proposto para os pavimentos residenciais para mansões suspensas



Fonte: autoral

Figura 22 – Ampliação do layout proposto para os residenciais de médio padrão



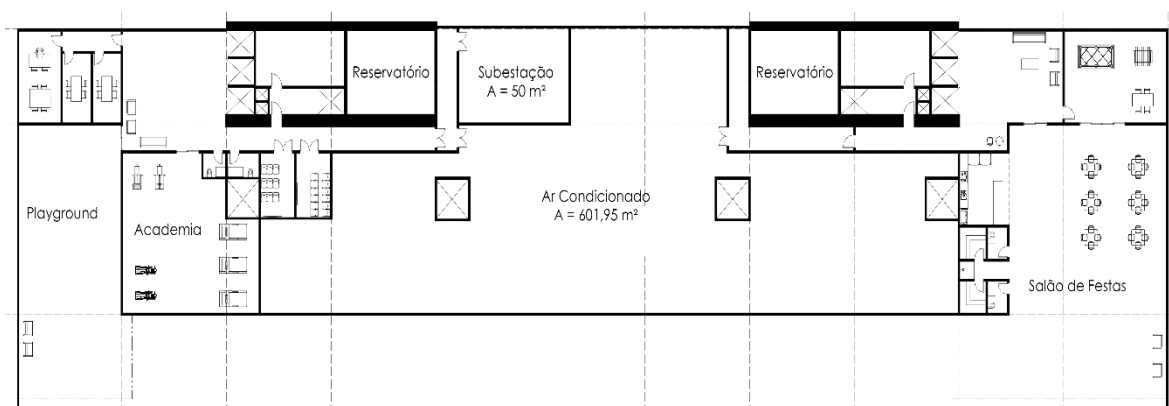
Fonte: autoral

3.3.6 Rooftop

O Rooftop funciona como um pavimento de uso comum para os moradores do prédio, além de alocar a subestação elétrica e o maquinário de ar-condicionado.

Neste pavimento, estão previstas salas de estudo individuais, uma academia, duas salas privativas para exibição de filmes, lounges, duas saunas com chuveiro, salão de festas com churrasqueira, salão de jogos e banheiros integrados, além de um espaço descoberto e livre voltado para a Avenida Paulista, para que a vista do edifício mais alto da região possa ser apreciada.

Figura 23 – Layout proposto para o Rooftop



Fonte: autoral

3.4 Circulações verticais

Circulações verticais foram definidas como os sistemas de circulação por meio dos quais os usuários poderão transitar entre os diferentes níveis.

3.4.1 Circulações verticais da torre

Como definido pelo edital de convocação deste projeto, foram utilizados dois prismas de circulação vertical na torre.

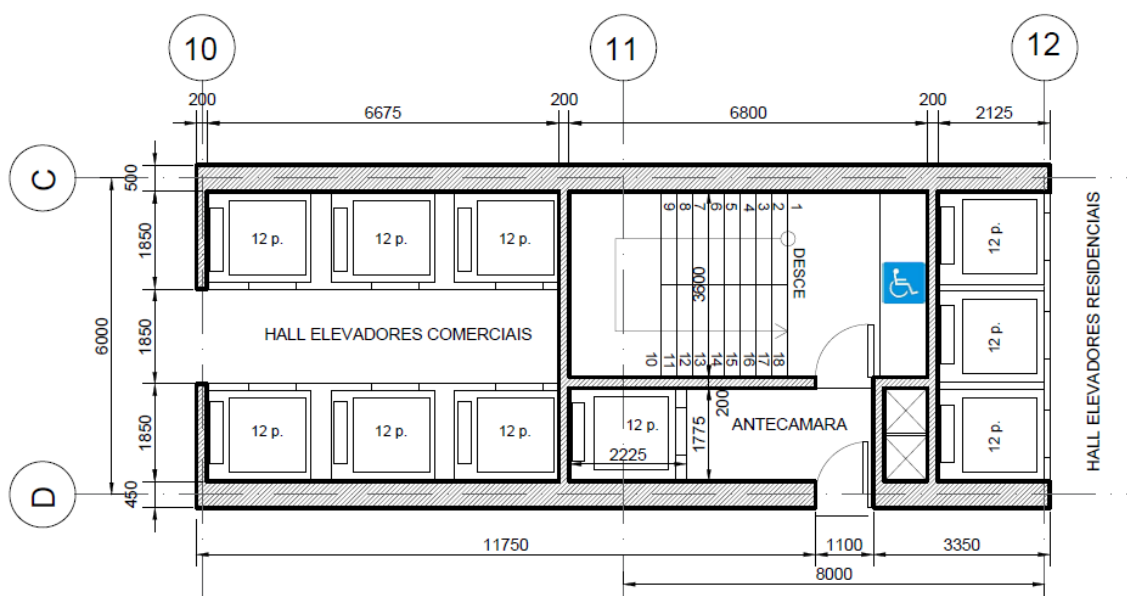
3.4.1.1 Definição do layout

Em cada prisma, foi previsto 1 hall com 6 elevadores com capacidade para 12 passageiros cada destinados aos pavimentos comerciais e 1 hall com 3 elevadores com capacidade para 12 passageiros cada destinados aos pavimentos residenciais. Para a definição dos elevadores, foram analisados catálogos da linha 5500 MR da Schindler, com velocidade máxima de 3 m/s.

Além dos elevadores de uso comum, em cada prisma, foi previsto um sistema de evacuação para o caso de incêndio, contando com uma escada enclausurada com antecâmara e prisma de exaustão e um elevador de emergência com capacidade para 11 passageiros. As justificativas para a definição desse sistema estão descritas no item 3.7.3.

A Figura 24 apresenta a disposição final das circulações verticais da torre com todos os seus componentes.

Figura 24 – Layout arquitetônico circulação vertical da torre



Fonte: autoral

Como as paredes da circulação vertical compõem o sistema de estabilização do edifício, a definição do layout do sistema foi comandada pelas decisões de concepção estrutural expressas em 5.4.1. No entanto, é importante ressaltar que foi um processo em paralelo, pois é necessário equilibrar o desempenho estrutural com as necessidades de uso e de segurança.

3.4.1.2 Restrição de acesso entre pavimentos

Um ponto de atenção ao projetar edifícios de uso misto é garantir a privacidade e segurança nos pavimentos ao impedir que os usuários dos pavimentos comerciais circulem pelos pavimentos residenciais e vice-versa. Por isso, foram definidos halls de elevadores e portarias separadas para cada uso.

Além disso, para impedir o acesso através da escada de incêndio, foi especificado que as portas corta-fogo de acesso à antecâmara devem possuir a maçaneta interna rígida, ou seja, só podem ser abertas pelo lado de fora. Com isso, caso alguém entre na escada de incêndio, só poderá sair no Térreo, onde não haverá esse bloqueio.

Com esse sistema, essa restrição de acesso pode ser retirada para pessoal autorizado que, portando uma chave da porta, poderá acessar os pavimentos normalmente utilizando as escadas e o elevador de emergência como passagem de serviço.

3.4.2 Circulação vertical do embasamento

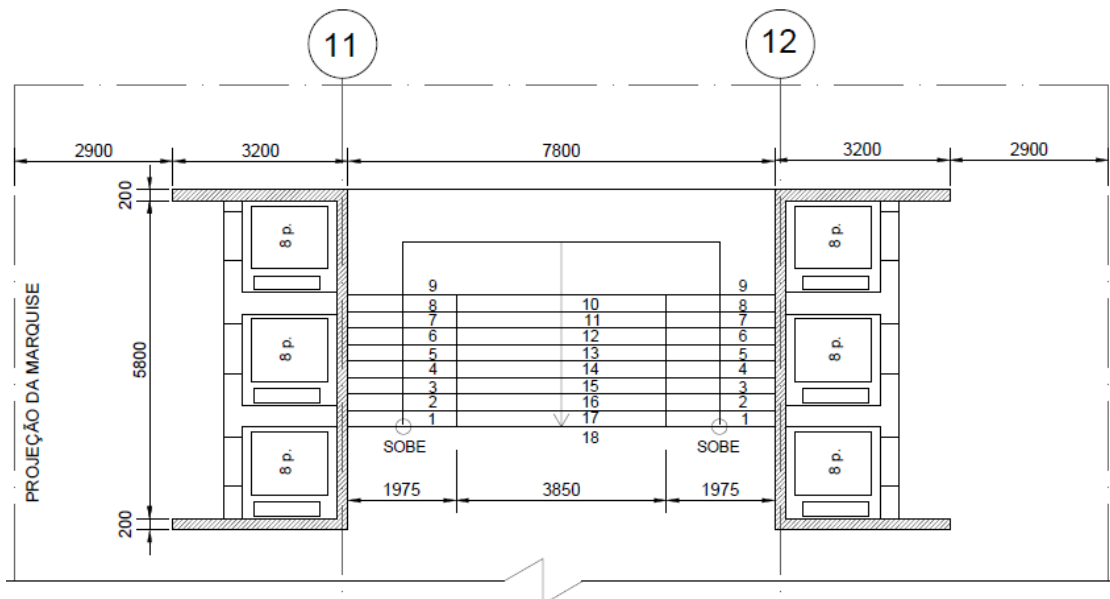
Como definido pelo edital de convocação deste projeto, foi utilizado um prisma de circulação vertical no embasamento além das circulações verticais da torre. Nesse

prisma, foram previstos dois núcleos de rigidez em C cada um com 3 elevadores para 8 passageiros. Entre esses pilares-parede, foi prevista uma espaçosa escadaria em W para atender aos pavimentos do embasamento.

Acima dessa circulação, foi posicionada uma marquise composta por vigas de aço e uma cobertura de vidro capazes de vencer o balanço de 8 m com esbeltez e elegância.

Como apresentado na Figura 25, os limites das paredes estruturais e dos elevadores foram afastados em 1 metro do limite da região destinada para as circulações verticais. Essa decisão foi tomada para ampliar o hall coberto dos elevadores, que antes teria apenas 2 m, e para manter as paredes verticais do núcleo alinhadas aos eixos 8 e 9 sem produzir usos pouco eficientes do espaço.

Figura 25 – Layout arquitetônico circulação vertical do embasamento

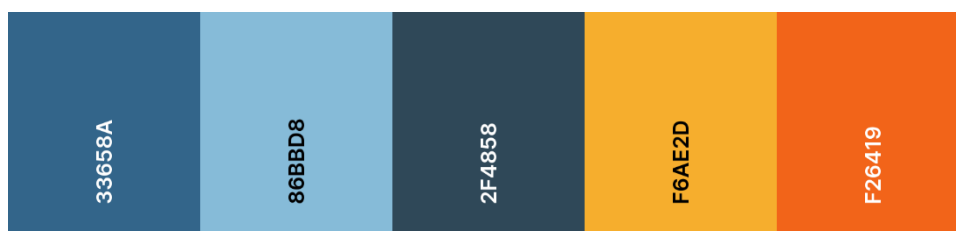


Fonte: autoral

3.5 Fachadas

Para a definição das fachadas, nos pavimentos corporativos e residenciais, foram escolhidos elementos de proteção solar tanto para as varandas, quanto para outras aberturas onde julgou-se necessário. Para seguir o conceito mencionado no tópico 3.1, foi pensada uma paleta de cores com tons de azul e laranja, duas cores opostas no espectro, trazendo contraste entre tons quentes e frios. Essas cores estarão presentes através dos elementos de proteção solar. A Figura 26 mostra as cores.

Figura 26 – Paleta de cores escolhidas

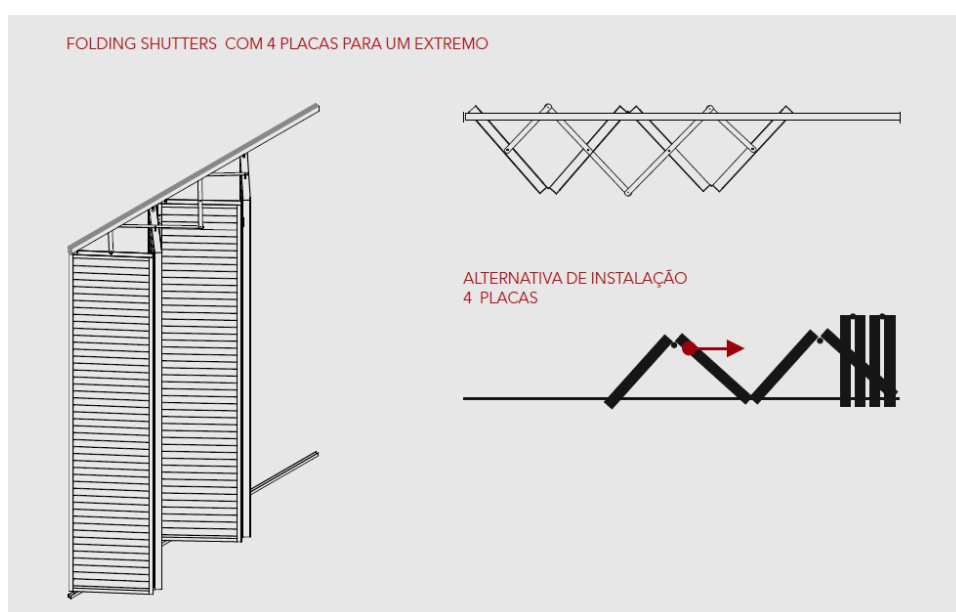


Fonte: disponível em <<https://colors.co/33658a-86bbd8-2f4858-f6ae2d-f26419>>

Além disso, partes da estrutura foram deixadas expostas na fachada da torre a fim de evidenciar o aço.

Nos pavimentos corporativos, foi criada uma extensa varanda na fachada voltada para a Avenida Paulista, com apenas um metro de largura, com portas de vidro de correr na parede interna da varanda e portas camarão na parte externa da varanda compondo a fachada. As varandas permitem uma melhor ventilação no ambiente, além de oferecer um espaço aonde o funcionário pode ir para respirar ao ar livre. Elas também ajudam na circulação de ventilação natural, não dependendo apenas de ar-condicionado. Essa dependência é um aspecto negativo de muitos escritórios corporativos e, especialmente no mundo pós-covid, deve ser superada. As portas camarão são do modelo “Hunter Douglas Folding shutters com 4 placas para um extremo” e funcionam como um elemento de proteção solar, podendo estar completa ou parcialmente fechadas ou abertas, permitindo, assim, que sejam ajustadas de acordo com a necessidade momentânea de entrada de luz natural ou vento.

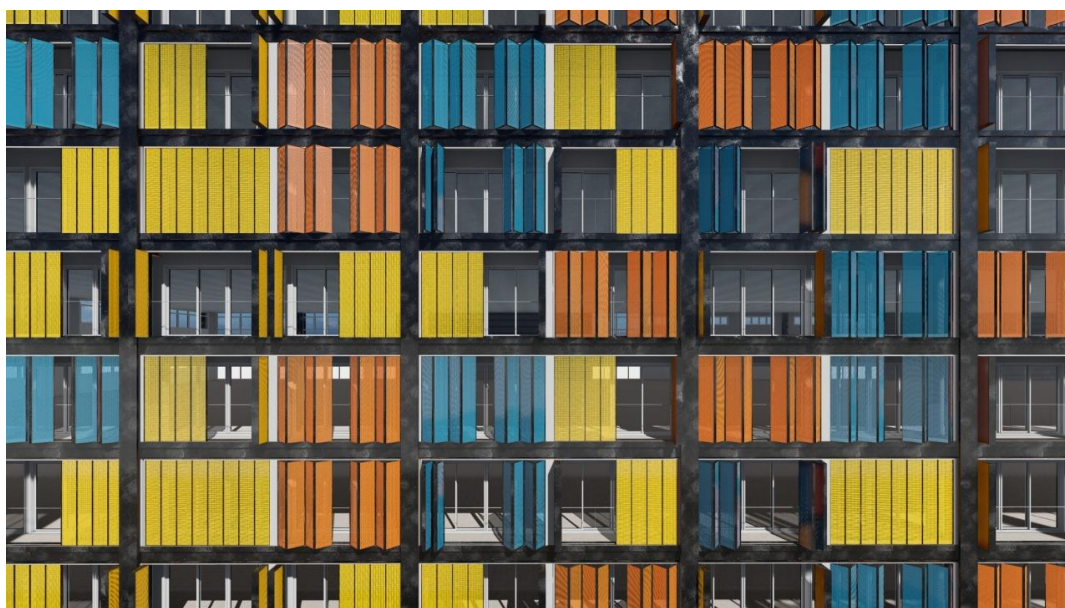
Figura 27 – Sistema de porta camarão “Folding shutters”



Fonte: catálogo Book Fachadas Hunter Douglas <https://catalogoap.hunterdouglas.com.br/book-fachadas/page/214-215>

A solução apresentada levou em conta a leveza, a harmonia estética com a estrutura de aço, a facilidade de montagem e a versatilidade dos painéis.

Figura 28 – Imagem do edifício com os painéis adotados



Fonte: autoral

O material que compõe as placas, o *texscreen*, é um tecido capaz de bloquear em até 81% os raios UV, permitindo o controle solar e a visibilidade para o exterior. Ele também é resistente ao vento, à chuva e ao granizo. Podemos observar fotografias de teste feito para comprovar a capacidade do material na Figura 29. Quanto mais alto o nível de brilho, maior a predominância da cor amarela.

Figura 29 – Capacidade de filtragem dos raios solares



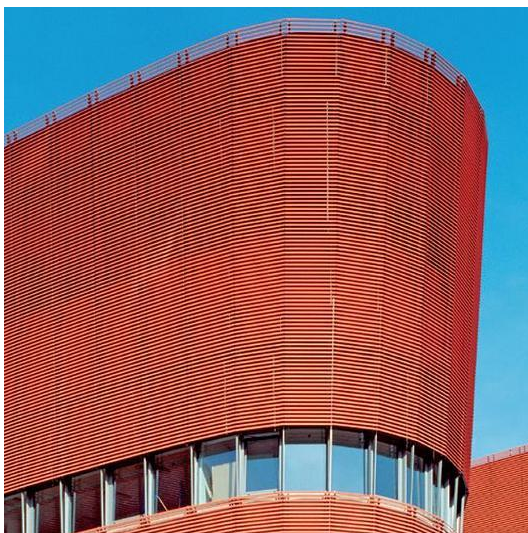
Fonte: catálogo Book Fachadas Hunter Douglas <<https://catalogoap.hunterdouglas.com.br/book-fachadas/page/226-227>>

Para os pavimentos residenciais, foram utilizadas as mesmas portas camarão com *texscreen*, para a proteção solar das varandas localizadas nas fachadas nordeste, voltada para a Avenida Paulista, e sudoeste. A utilização do mesmo tipo de material das placas

utilizado nos pavimentos corporativos ajuda a composição da fachada a formar uma unidade coesa.

Para o revestimento do núcleo rígido e do embasamento, serão utilizados painéis do modelo 84R da Hunter Douglas brancos para contrastar e equilibrar com o colorido dos elementos de proteção solar. Esse painel é formado por lâminas metálicas e bordas curvas e é de fácil instalação, ideal para áreas externas com grandes superfícies.

Figura 30 – Aplicação do revestimento 84R em um edifício



Fonte: archdaily.com.br

3.6 Vedações internas

De acordo com SILVA M. G. e SILVA V. V. (p. 6):

O uso de estruturas em aço, em todo o mundo, encontra-se há muito consolidado e alicerçado no desenvolvimento de sistemas eficientes de construção. No panorama nacional, contudo, a carência de tecnologias para aliar o aço à execução de vedações, lajes e divisórias internas é uma das principais dificuldades para viabilizar o emprego generalizado de construções metálicas no Brasil, pois a utilização de estruturas metálicas é muito inferior à capacidade produtiva do parque siderúrgico brasileiro.

Mais especificamente, afirma-se que “[...] o subsistema vedação vertical passou a ser apontado pelos construtores como um dos principais gargalos tecnológicos da construção de edifícios” (SILVA M. G. e SILVA V. V., p.10).

As vantagens da utilização de vedações pré-fabricadas em edifícios com estruturas metálicas, citadas por SILVA M. G. e SILVA V. V. (p. 11), são:

- a) Maior organização e limpeza do canteiro;
- b) Redução do número de atividades realizadas no canteiro;

- c) Facilidade no controle e menor desperdício de materiais;
- d) Diminuição de acidentes;
- e) Aceleração do cronograma, redução de prazo e de custo;
- f) Facilidade de utilização de instalações embutidas e de manutenção dessas instalações;
- g) Facilidade de introdução de isolamentos;
- h) Eliminação ou diminuição de algumas atividades existentes no processo tradicional, tais como revestimento;
- i) Precisão dimensional e superfícies lisas;
- j) Possibilidade de ganho de área útil construída.

Atualmente, as limitações da utilização de vedações pré-fabricadas em edifícios com estruturas metálicas, mencionadas por SILVA M. G. e SILVA V. V. (p. 11), são:

- a) Imagem negativa de vedações pré-fabricadas junto aos usuários;
- b) Normalização de desempenho ainda em desenvolvimento (ABNT/CB-02: edifícios habitacionais de até quatro pavimentos – parte 4: fachadas);
- c) Necessidade de mudanças na qualidade do processo de produção dos demais subsistemas;
- d) Necessidade de mudanças organizacionais nos processos de gestão de empreendimentos e de produção;
- e) Dependência de profissionais habilitados em todos os níveis;
- f) Dependência da fabricação de complementos e acessórios no Brasil;
- g) Necessidade de interação com os outros subsistemas construtivos;
- h) Comercialização apenas das tecnologias de vedação e não de soluções construtivas;
- i) Necessidade de precisão dimensional (e limitação da deformação aceitável) da estrutura e dos demais subsistemas;
- j) Utilização de painéis apenas de vedação.

Nesse sentido, apesar de os painéis pré-fabricados para vedação serem muito difundidos na construção civil em países da Europa, da América do Norte e no Japão, SILVA M. G. e SILVA V. V. (p. 10) afirmam que:

[...] alternativas industrializadas não podem ser simplesmente importadas para utilização no Brasil. Antes, a tecnologia de produção, o projeto do produto e a

organização da produção devem ser consolidados e completamente integrados entre si e aos demais subsistemas que compõem a edificação, dentro de um quadro de adequação à realidade construtiva nacional.

Paralelamente, sabe-se que para usufruir plenamente do potencial dos sistemas construtivos racionais e industrializados, especialmente da redução do tempo de montagem e da redução do desperdício de materiais, faz-se necessário que os subsistemas envolvidos sejam também industrializados.

O dilema enfrentado para a definição dos tipos de vedação, nesse sentido, resume-se, simplificadamente, a aplicar métodos que exigem mão de obra qualificada e que apresentem desafios práticos no cenário brasileiro, a fim de maximizar as vantagens da construção em aço, ou optar por métodos convencionais com mão de obra menos qualificada e, portanto, de mais fácil acesso.

No contexto do projeto, toda a concepção do empreendimento explora o uso do aço e as suas potencialidades. Por isso, serão aplicadas vedações pré-fabricadas. Como se trata de um edifício de múltiplos usos, busca-se adequar os tipos de vedação às necessidades de cada uso.

Para as vedações internas dos pavimentos residenciais e para as áreas molhadas de pavimentos corporativos, serão aplicados painéis monolíticos de poliestireno expandido (EPS) para vedação, isto é, placas de EPS com malhas de aço eletrossoldadas e fixadas nas faces das placas. Depois de instaladas, as placas recebem o acabamento da alvenaria convencional, constituído por chapisco, emboço e reboco ou o revestimento correspondente. A Figura 31 ilustra um painel monolítico de poliestireno expandido.

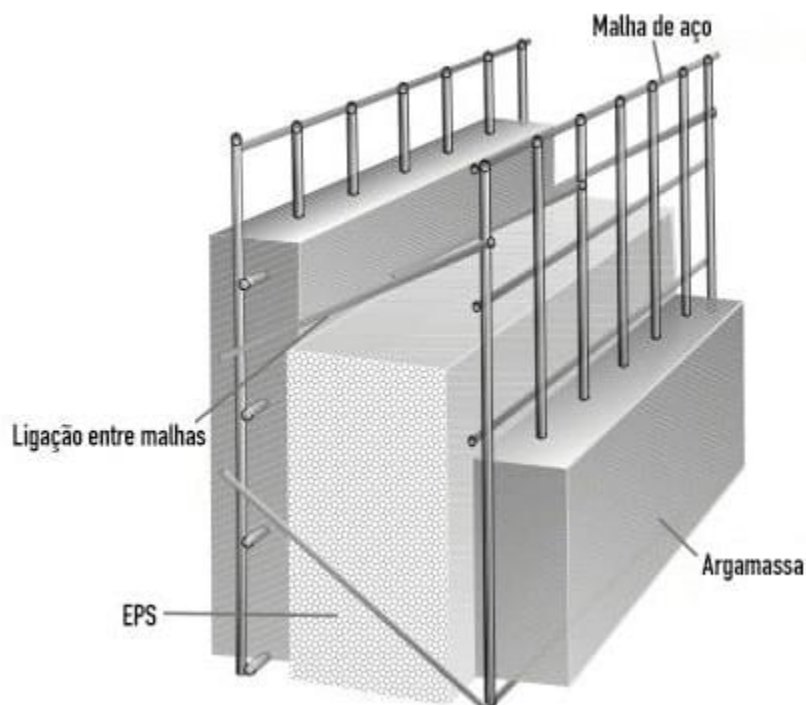
Entre as vantagens dessa tecnologia¹, estão:

- a) Constituída de painéis de EPS mais leves que outros painéis pré-fabricados, facilitando o transporte até o canteiro e dentro dele (evidentemente, de menor peso que a alvenaria convencional);
- b) Material reciclável e reutilizável;
- c) Elevada resistência, sendo um método construtivo que dispensa pilares e vigas para edifícios de até quatro pavimentos;
- d) Compatível com construções em concreto, aço e madeira;

¹ Fontes: disponível em <<https://monolitussistemas.com.br/uploads/library/muQ85KqmsT.pdf>>, <<https://atosarquitectura.com.br/noticias/dicas-para-quem-vai-construir-sua-casa-construcao-em-eps/>>, <<https://www.aecweb.com.br/empresa/grupoisorecort/materia/paineis-monoliticos-de-eps-sao-regulamentados-pelo-ministerio-das-cidades/18527>>. Acesso em: 03 abr. 2021.

- e) Pode receber diversos revestimentos, como cerâmica;
- f) Montagem mais rápida que a alvenaria convencional;
- g) Economia de água em relação à alvenaria convencional;
- h) Os painéis podem ser empilhados sem limite de altura no canteiro;
- i) Boa impermeabilidade quando comparada a outros tipos de vedação pré-fabricados;
- j) Durabilidade, sendo resistente a mofo, bolor e ataque de insetos;
- k) Isolamento termoacústico melhor que o da alvenaria convencional, especialmente o isolamento térmico;
- l) Apesar de não possuir normatização ABNT, já é empregada no país por empresas especializadas e conta com regulamentação pelo Sistema Nacional de Avaliação Técnica (SINAT).

Figura 31 – Esquema ilustrativo de um painel de EPS



Fonte: disponível em <<https://www.vivadecora.com.br/pro/arquitetura/casa-de-isopor/>>

Figura 32 – Painéis estruturais de EPS em substituição a pilares e vigas em edificação



Fonte: disponível em <<http://www.epsbrasil.eco.br/noticia/view/96/saiba-como-montaros-paineis-monoliticos-de-eps-na-obra.html>>

Quando utilizados como estrutura, os painéis monolíticos de EPS apresentam limite de altura de até 12 metros. No entanto, como vedação para edifícios, não há limite de altura para aplicação², já que não exercem função estrutural. Apesar disso, a resistência mecânica permite a instalação de desde quadros decorativos até bancadas de granito em áreas molhadas, exigência muito comum dos usuários acostumados com a alvenaria.

Quanto à proteção contra incêndio, em artigo com a colaboração técnica da arquiteta SOLANGE F. e da Comissão Setorial de EPS da Abiquim³, afirma-se que:

O EPS está disponível em dois tipos: P e F, sendo que o empregado na construção civil deve, obrigatoriamente, ser da Classe F. A Comissão Setorial de EPS da Abiquim informa que esses produtos têm em sua composição um elemento que retarda a propagação das chamas, tornando-os autoextinguíveis. Ou seja, não alimentam o fogo em caso de incêndio e acabam se “dissolvendo” quando expostos a altas temperaturas.

Como principal desvantagem, a montagem dos painéis monolíticos de EPS não é realizada a seco, já que requer a aplicação de revestimento após a instalação dos painéis. Como consequência, o tempo total de montagem torna-se maior quando comparado a sistemas de montagem a seco. Ainda assim, o tempo de montagem é menor que o da alvenaria convencional.

Para as vedações internas dos pavimentos corporativos, será realizada a instalação de painéis de gesso acartonado, também chamados de *drywall*, para as divisões dos escritórios. Entre as vantagens dessa tecnologia, estão:

² Fonte: disponível em <<https://monolitussistemas.com.br/uploads/library/muQ85KqmsT.pdf>>. Acesso em: 03 abr. 2021.

³ Fonte: disponível em <<https://www.aecweb.com.br/empresa/grupoisorecort/materia/conheca-5-propriedades-tecnicas-do-poliestireno-expandido/17648>>. Acesso em: 03 abr. 2021.

- a) Baixo peso quando comparada à alvenaria convencional;
- b) Menor espessura que a alvenaria convencional, otimizando os espaços;
- c) Montagem a seco;
- d) Por ser removível, permite adaptações nos ambientes, necessidade comum em escritórios;
- e) Variedade de versões, atendendo exigências de proteção contra fogo e colocação de mantas de lã de vidro ou lã de rocha para isolamento termoacústico;
- f) Superfícies curvas são possíveis mediante umedecimento para conformação do cartão;
- g) Plano e qualidade superficial permitem a aplicação direta do acabamento;
- h) Muitos fabricantes na cidade de São Paulo, associados à indústria do gesso.

Quanto às desvantagens dos painéis de gesso acartonado, SILVA M. G. e SILVA V. V. (p. 54) mencionam:

- a) Sensibilidade à umidade é uma das características mais críticas, podendo comprometer o desempenho e a durabilidade das divisórias;
- b) Ausência de kits completamente resolvidos para instalações de água;
- c) Dificuldade de localização de vazamento pelo fato de a parede ser oca;
- d) Não há proteção para o cartão e os perfis metálicos de enrijecimento na presença da água, mesmo com o uso das chapas de gesso com polímeros (verde);
- e) As divisórias de gesso não podem ser empregadas como contraventamento da estrutura e exigem a colocação de armários e prateleiras em posições pré-determinadas. A montagem das chapas só deve ser feita após a execução de revestimentos de argamassa, contrapiso e outros serviços úmidos;
- f) Não é recomendável utilizar sobre painéis os revestimentos cerâmicos ou outros pouco deformáveis, essencialmente se aplicados com argamassa convencional.

No entanto, determinada a aplicação do gesso acartonado apenas para divisórias internas dos escritórios, os subitens (a), (b), (c) e (d) não se aplicam. Quanto aos subitens (e) e (f), não se aplicam ao pretendido neste projeto, já que os painéis não serão empregados como contraventamento nem com revestimentos. Por fim, o emprego de *drywall* é amplamente difundido em países desenvolvidos e é cada vez mais utilizado no Brasil.

3.7 Proteção da vida contra incêndio

De acordo com as Tabelas 1, 2, 3 e 4 do anexo da NBR 9077:2001, o edifício em questão pode ser classificado a partir de:

- Categorias de ocupação: A2, C2 e D1;
- Categoria de altura: O-1;
- Coeficientes de dimensões: α (sp) - Q; β (ss) - S; γ - W;
- Características construtivas: código Z.

3.7.1 Chuveiros automáticos (*sprinklers*)

A instalação do sistema de chuveiros automáticos para combate a incêndio segue as diretrizes especificadas na NBR 10897:2020. O Anexo A da norma classifica os pavimentos corporativos e residenciais como de Risco Leve e os pavimentos destinados ao estacionamento de veículos como Risco Ordinário - Grupo 1.

Após a classificação dos pavimentos, deve-se calcular a área de cobertura especificada em norma. O tipo de teto para o empreendimento é o “Não combustível obstruído e não obstruído”. Com isso, a área de aplicação máxima para os chuveiros automáticos nos pavimentos com Risco Leve é de 20,9 m² e nos pavimentos com Risco Ordinário é de 12,1 m². Além disso, a distância máxima entre os chuveiros é de 4,6 m.

Para calcular a quantidade de *sprinklers* em cada ocupação, é necessário saber a sua área e a área de aplicação máxima permitida por norma, de forma que o número de chuveiros automáticos a serem adotados é definido por:

$$N^{\circ} \text{ de Sprinklers} = \frac{\text{Área do Pavimento}}{\text{Área Máx. de Cobertura}}$$

Com base nos dados anteriores e das áreas de ocupação de cada tipo de pavimento, é possível calcular o número de *sprinklers* nos pavimentos e a quantidade total. Os dados estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Dimensionamento do número de *sprinklers* no edifício

Tipo	Qtd.	Área (m ²)	Área máx. de cobertura (m ²)	<i>Sprinkler</i> por pav.	Total de <i>sprinklers</i>
Subsolo	2	9600	12,1	794	1588
Térreo	1	9600	20,9	460	460
Parte coberta do terraço	1	2112	20,9	102	102
Corporativo	27	2112	20,9	102	2754
Residencial	18	2112	20,9	102	1836

Fonte: autoral

Ao somar a quantidade de chuveiros automáticos de todo o empreendimento, foi obtido uma quantidade de 6740 *sprinklers*.

3.7.2 Sistema de hidrantes e mangotinhos

De acordo com a NBR 13714:2000, as edificações com área construída superior a 750 m² e/ou altura superior a 12 m devem ser protegidas por sistemas de mangotinhos ou hidrantes conforme estabelecido na Tabela D.1 da mesma norma. Como a edificação possui diversas categorias de ocupação, cada ocupação deve ser protegida pelo seu respectivo sistema: os pavimentos destinados aos usos residenciais (grupo A) e corporativos (grupo D) dispõem de sistemas de proteção do tipo 1, que corresponde ao uso de mangotinhos, enquanto o Térreo (grupo C) apresenta sistema do tipo 2, que corresponde ao uso de hidrantes. A garagem é protegida pelo sistema destinado ao maior risco na edificação (grupo C), com isso, também são utilizados hidrantes.

Os itens D.2, D.3 e D.4 da NBR 13714:2000 especificam que as edificações do grupo A devem ser protegidas por sistemas tipo 1 com vazão de 80 L/min, dotados de pontos de tomada de água de engate rápido para mangueiras de diâmetro de 40 mm; as edificações do grupo C devem ser protegidas por sistemas tipo 2, com saídas duplas de 40 mm e vazão de 300 L/min, dotados de pontos de tomada de água com mangueiras semirrígidas acopladas; por fim, as edificações do grupo D devem ser protegidas por sistemas tipo 1 com vazão de 100 L/min, dotados de pontos de tomada de água de engate rápido para mangueiras de 40 mm.

Em relação a localização dos pontos de tomada d'água, os hidrantes ou mangotinhos são distribuídos de tal forma que qualquer ponto da área a ser protegida seja alcançado por um (sistema tipo 1) ou dois (sistema tipo 2) esguichos, considerando-se o comprimento da(s) mangueira(s) e seu trajeto real e desconsiderando-se o alcance do jato de água, conforme especifica o item 5.3.2 da NBR 13714:2000.

3.7.3 Saídas de incêndio

As etapas descritas abaixo seguem as recomendações de dimensionamento contidas na NBR 9077:2001.

3.7.3.1 Cálculo da População

A Tabela 5 do anexo da NBR 9077:2001 forneceu os dados para o cálculo da população. Os resultados obtidos para os pavimentos residenciais foram:

Tabela 5 – Cálculo da população dos pavimentos residenciais segundo NBR 9077:2001

A2	Apto. Pequeno	Apto. Médio	Apto. Grande
Nº de dormitórios	1	3	5
Nº de pavimentos	15	15	3
Quantidade de Apto./Pav.	6	9	5
Cálculo de população/Apto.	2	6	10
Cálculo de população/Pav.	12	54	50
Cálculo de população total	180	810	150
TOTAL		1140	

Fonte: autoral

Vale lembrar que serão 18 pavimentos destinados ao uso residencial, uma vez que os 15 pavimentos que abrigam os apartamentos de baixa e média metragens são os mesmos.

Os resultados obtidos para os pavimentos corporativos foram:

Tabela 6 – Cálculo da população dos pavimentos corporativos segundo NBR 9077:2001

Categoria/Critérios	C2	D1
Nº de pavimentos	1	28
Cálculo de população	3200	302
Cálculo de população total	3200	8456
TOTAL		11656

Fonte: autoral

Tabela 7 – População da edificação

Categorias	A2	C2/D1
Populações	1140	11656
TOTAL		12796

Fonte: autoral

3.7.3.2 Quantidade mínima obrigatória de saídas de emergência

De acordo com a Tabela 7 da NBR 9077:2001, para o Térreo, serão adotadas 3 saídas e, para o restante da edificação, 2 saídas. Todas serão do tipo à prova de fumaça. Outro parâmetro que foi considerado foi a IT-11 do Corpo de Bombeiros, que exige no mínimo 2 escadas de incêndio para edificações com altura superior a 36 m.

3.7.3.3 Distância máxima a ser percorrida

De acordo com a Tabela 6 da NBR 9077:2001, a distância máxima adotada foi a menor distância entre as indicadas. Portanto, seria definida a distância máxima a ser percorrida de 55 m (com *sprinklers*), mas com a existência do Código de Obras e Edificações

de SP (COE/1992), foi adotada a recomendação de distância máxima a ser percorrida de 38 m (com *sprinklers*).

3.7.3.4 Largura das escadas

De acordo com o item 4.4.1 da NBR 9077:2001, a largura das escadas deve ser dimensionada considerando o pavimento de maior população. Para isso, usou-se, então, os resultados do item 3.7.3.1 para o pavimento destinado a uso corporativo da categoria D1.

Seguindo a equação do item 4.4.1.2 da NBR 9077:2001:

$$N = \frac{P}{c}$$

onde:

N: número de unidades de passagem;

P: população;

c: capacidade de unidade de passagem, fornecidos na Tabela 5 da NBR 9077:2001.

Assim, ao associar $N = 6$ UPs com a disposição da edificação em dois núcleos e o número mínimo de 2 saídas PF para a torre da edificação, foi considerada, então, uma escada em cada núcleo com a largura de 3 UPs, equivalente a 1,75 m (já com as medidas do corrimão de 5 cm de cada lado).

3.7.3.5 Altura e largura dos degraus

De forma a respeitar a fórmula de Blondel citada no item 4.7.3.1 da NBR 9077:2001 e o item 6.8.2 da NBR 9050:2020, foi considerada, para os degraus, altura (*h*) de 16,67 cm e largura (*b*) de 30 cm.

3.7.3.6 Patamares

Segundo o item 4.7.3.3 da norma NBR 9077:2001, quando houver mudança de direção da escada, o comprimento do patamar (*p*) deve ser, no mínimo, igual à largura da escada. Logo, foi considerado:

$$p = 1,75 \text{ m}$$

3.7.3.7 Portas de emergência

De acordo com o item 4.5.4.2 da NBR 9077:2001, a largura das portas corta-fogo considerada foi de 1 m, adequada para 2 UPs.

3.7.3.8 Largura das saídas

Segundo o item 4.4.2 da NBR 9077:2001, a largura mínima das saídas para 2 UPs é de 1,1 m. Portanto, essa foi a considerada.

3.7.3.9 Antecâmara

De acordo com o item 4.7.12.1 da NBR 9077:2001, foram considerados:

- Comprimento mínimo da antecâmara de 1,8 m;
- Ventilação natural realizada por dutos de entrada e saída de ar.

3.7.3.10 Elevadores de emergência

Segundo o item 4.9.1 da NBR 9077:2001, foi considerada a obrigatoriedade da instalação de elevadores de emergência. Portanto, adotou-se um elevador de emergência em cada núcleo da torre, de forma que suas portas metálicas se abrissem para a antecâmara, respeitando o item 4.9.2.1 NBR 9077:2001.

3.7.3.11 Áreas de resgate

De acordo com o item 6.4.2 da NBR 9050:2020, foi considerada uma área de resgate de dimensões 1,2 m x 0,8 m em cada escada, fora do fluxo de circulação e com sinalização adequada.

3.8 Sistema hidráulico

Nesta seção, está descrito o dimensionamento realizado para o sistema de abastecimento de água do edifício.

Seguindo os parâmetros estabelecidos pela Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP), foram dimensionadas as vazões diárias para o abastecimento do edifício bem como foi realizado o dimensionamento dos reservatórios.

As determinações apresentadas neste item foram feitas em obediência aos seguintes regulamentos:

- NORMA TÉCNICA Nº 61: Estudo de concepção sistema de abastecimento de água (SABESP);
- NORMA TÉCNICA Nº 181: Dimensionamento do ramal predial de água, cavalete e hidrômetro – primeira ligação (SABESP);
- INSTRUÇÃO TÉCNICA Nº 22/2019: Sistemas de hidrantes e de mangotinhos para combate a incêndio (CBPMESP);
- NBR 5626:1998: Instalação predial de água fria.

3.8.1 Cálculo da vazão do Térreo

De acordo com o Anexo B da NT 181 da SABESP, é possível dimensionar a vazão para a área comercial, localizada no Térreo. A área construída total é de 9600 m² (120 m x 80 m), e a norma especifica que, para edifícios comerciais, o consumo em m³ esperado por mês é de:

$$\text{Consumo mensal} = 0,0615 \times \text{Área total construída}$$

$$\text{Consumo mensal} = 0,0615 \times 9600 = 590,4 \text{ m}^3/\text{mês}$$

Logo, é possível verificar que o consumo médio esperado no mês para essa área é de 590,4 m³.

3.8.2 Cálculo da vazão da área dos pavimentos corporativos

Para o cálculo da vazão dos pavimentos corporativos, foi utilizado o mesmo método explicitado no item 3.8.3. Cada um dos 28 pavimentos apresenta 2112,0 m² (24 m x 88 m) resultando em uma área total construída de 59136,0 m². De acordo com o Anexo B da NT 181, o consumo mensal esperado é de:

$$\text{Consumo mensal} = 0,0615 \times \text{Área total construída}$$

$$\text{Consumo mensal} = 0,0615 \times 59136,0 = 3636,864 \text{ m}^3/\text{mês}$$

3.8.3 Cálculo da vazão da área residencial

Para o cálculo da vazão da área residencial, foi utilizado o cálculo explicitado no Anexo B da NT 181 da SABESP (Tabela 7).

Tabela 8 – Cálculo do consumo médio estimado conforme a categoria do consumidor

Categoria de consumidor	Consumo médio estimado (m³/mês)
Condomínios residenciais (prédio de apartamentos)	$-21,1 + 0,0177 \times (\text{área total construída}) + 2,65 \times (\text{n}^\circ \text{ de banheiros}) + 3,97 \times (\text{n}^\circ \text{ de dormitórios}) - 50,2 \times (\text{n}^\circ \text{ de dormitórios} > 3)^1 + 46 \times (\text{n}^\circ \text{ de garagem/apartamento})$
	¹ Parâmetro que assume valor 1 ou 0 (há mais de 3 dormitórios por apartamento: 1; caso contrário: 0)

Fonte: NT 181 da SABESP

A Tabela 9 apresenta os valores utilizados para o dimensionamento da vazão consumida pela área residencial da edificação.

Tabela 9 – Dimensionamento do número de dormitórios e banheiros da área residencial

A2	Q. por Pavimento	Número de pavimentos	Total de aptos.	Dormitórios por apto.	Banheiros por apto.
Apto. pequeno	6	15	90	1	2
Apto. médio	9	15	135	2	3
Apt. grande	5	3	15	5	5

Fonte: autoral

No total, a área residencial da edificação apresenta 435 dormitórios e 660 banheiros. Além disso, a área total construída de um pavimento residencial é de 2112,0 m² (24 m x 88 m), sendo 18 pavimentos desse tipo. Com esses dados, foi montada a Tabela 10, onde foi possível calcular o consumo mensal esperado.

Tabela 10 – Consumo médio mensal da área residencial

Área total construída (m²)	38016
Nº de banheiros	660
Nº de dormitórios	435
Nº de dormitórios > 3	15
Número de garagem/apartamento	1
Consumo médio esperado (m ³ /mês)	3420,73

Fonte: autoral

3.8.4 Reserva técnica de incêndio

Para o dimensionamento do volume total do reservatório, é necessário o cálculo da reserva técnica de incêndio, que corresponde ao volume mínimo que deve ser conservado por medidas de segurança com a finalidade de combater possíveis incêndios na edificação. A Instrução Técnica nº 22/2019 estabelece o volume necessário para combate a incêndio em função da área e usos da edificação. Foi adotado um volume de 70 m³, obedecendo ao regulamento vigente no Estado de São Paulo.

3.8.5 Disposição do conjunto de reservatórios

Somando-se as vazões consumidas pelas partes comercial, corporativa e residencial, é possível determinar a vazão total necessária para o abastecimento de todos os pavimentos e usos da edificação: 280 m³/dia.

A reserva do edifício foi calculada para 2 dias de interrupção do abastecimento de água. Logo, a reserva total corresponde a 2 vezes 280 m³ somada aos 70 m³ provenientes da reserva técnica destinada ao combate a incêndios. A Tabela 11 apresenta os valores relacionados ao sistema de reservatórios de forma resumida.

Tabela 11 – Resumo do consumo diário das diferentes áreas do edifício

Consumo residencial (m³/d)	114
Consumo comercial (m ³ /d)	20
Consumo profissional (m ³ /d)	121
Consumo total diário (m ³ /d)	255
RTI (m ³)	70
Tempo de abastecimento (dias)	2
Volume total de consumo (m ³)	510
Volume total (RTI incluso) (m ³)	580

Fonte: autoral

Em relação à distribuição do volume total reservado, foi realizada a divisão em cinco dispositivos: 2 reservatórios superiores, 2 intermediários e 1 inferior, que comportam, respectivamente, 25%, 15% e 60% do volume total destinado ao abastecimento de água do edifício, de forma a diminuir o volume adotado para os reservatórios superiores, sendo este equivalente à reserva técnica de incêndio somada a 1 dia de consumo residencial.

Os reservatórios foram posicionados no interior dos núcleos rígidos na projeção dos halls de elevadores corporativos, aproveitando o espaço desocupado devido ao fato de esses elevadores alcançarem o meio do prédio e, principalmente, por ser uma forma de descarregar os elevados carregamentos das caixas d'água nos pilares-parede do núcleo rígido ao invés de no sistema de pisos metálico, que é mais esbelto e leve.

É importante ressaltar que a divisão dos reservatórios tem como uma de suas finalidades permitir que operações de manutenção ocorram sem comprometer o abastecimento dos usuários, como recomendado pela NBR 5626:1998, a qual também estabelece a distância mínima de 60 cm entre as faces externas do dispositivo e as faces internas das paredes do compartimento. Além disso, é necessário levar em consideração a folga, a distância do nível d'água e a tampa do reservatório.

O emprego de reservatórios intermediários surgiu como alternativa para atender aos limites de pressão estabelecidos pela NBR 5626:1998, além de reduzir a carga exercida pelos reservatórios no topo do prédio. A Tabela 12 apresenta os valores correspondentes ao dimensionamento dos dispositivos.

Tabela 12 – Dimensionamento dos reservatórios

Característica	Superior (1 un.)	Intermediário (1 un.)	Inferior (1 un.)
% do volume total	25%	15%	60%
Largura (m)	4,5	4,5	6,0
Profundidade (m)	5,6	5,6	12,0
Folga (m)	0,9	0,9	1,0
Altura da caixa (m)	5,3	2,6	5,6
Área ocupada (m ²)	25,2	25,2	72,0
Volume reservado (m ³)	98,7	38,2	305,9
Volume total da caixa (m ³)	134,5	66	402

Fonte: autoral

3.9 Sistema elétrico

Para o sistema elétrico, são previstas duas subestações: uma para o abastecimento geral dos pavimentos e outra para o sistema de refrigeração, que ficará no último pavimento coberto. Essa divisão é necessária, pois o sistema de refrigeração exigirá um tráfego de carga alto.

A subestação ligada ao sistema de refrigeração receberá energia em alta tensão e a transformará em média tensão, demandando uma área de 50 m². Já a subestação que estará no Subsolo 2 receberá energia em alta tensão e a transformará em baixa tensão a ser distribuída para o sistema elétrico do prédio, demandando uma área de 90 m².

3.10 Sistema de Refrigeração

A partir de WANSUL (2010), foi possível fazer uma previsão da área necessária para um sistema de ar-condicionado central. WANSUL (2010) abordou projetos de edifícios com condições semelhantes ao deste projeto. Dessa forma, é possível prever uma área de aproximadamente 600 m² no último pavimento coberto para as salas de equipamento, ventiladores e exaustores. Tal sistema será aplicado somente aos pavimentos corporativos e ao embasamento. Nos pavimentos residenciais, serão utilizados apenas aparelhos de ar-condicionado do tipo *split*.

3.11 Certificações ambientais

De acordo com documento produzido pela plataforma SIENGE (p.8):

O Conselho Internacional da Construção – CIB aponta a indústria da construção como o setor de atividades humanas que mais consome recursos naturais e utiliza energia de forma intensiva, gerando consideráveis impactos ambientais. Além dos impactos relacionados ao consumo de matéria e energia, há aqueles associados à geração de resíduos sólidos, líquidos e gasosos. Estima-se que

mais de 50% dos resíduos sólidos gerados pelo conjunto das atividades humanas sejam provenientes da construção.

Sobre o processo de adaptação das empresas, a organização WWF-Brasil afirma:

Nos últimos anos, práticas de responsabilidade social corporativa tornaram-se parte da estratégia de um número crescente de empresas, cientes da necessária relação entre retorno econômico, ações sociais e conservação da natureza e, portanto, do claro vínculo que une a própria prosperidade com o estado da saúde ambiental e o bem-estar coletivo da sociedade.

A esse respeito, há pesquisas que indicam os benefícios sociais das edificações que adotam práticas sustentáveis. Entre essas vantagens, estão a “inclusão social e aumento do senso de comunidade, a maior capacitação profissional, a conscientização de trabalhadores e usuários, o aumento da produtividade dos funcionários e do bem-estar dos usuários” (PLATAFORMA SIENGE, p.27).

Além disso, o mercado consumidor tem passado por um crescente processo de conscientização em relação à sustentabilidade, passando a evitar produtos, serviços e, por consequência, ambientes que claramente degradem o meio ambiente, valorizando os chamados “selos verdes” e certificações.

Nesse sentido, a obtenção de certificações ambientais comprova o atendimento a diretrizes e a boas práticas de projeto, construção e manutenção das edificações ao longo de sua vida útil, e apresenta, de acordo com documento produzido pelo SEBRAE, as seguintes vantagens:

- a) Maior qualidade do produto ou serviço oferecido;
- b) Padronização de processos e/ou produtos (otimização do processo produtivo);
- c) Diferenciação dos concorrentes (posição competitiva face aos concorrentes não certificados);
- d) Acesso a novos mercados;
- e) Inserção da marca da empresa e/ou de seus produtos e serviços em novos nichos de mercado com alta exigência ambiental;
- f) Facilidade de acesso a algumas linhas de crédito;
- g) Melhoria da imagem da empresa junto à opinião pública, em especial aos consumidores (estratégia de *marketing*: imagem “verde”), como mencionado anteriormente.

No contexto deste projeto, observa-se ainda que “a região brasileira que possui o maior número de certificações ISO 14001 é a região sudeste, pois é a região com os maiores parques industriais, com destaque para São Paulo que possui cerca de 50% das certificações” (PLATAFORMA SIENGE, p.19).

Neste projeto, a maior parte dos elementos estruturais é de estrutura metálica. Com isso, as seguintes vantagens do uso do aço foram incorporadas ao projeto e podem auxiliar na obtenção de certificações ambientais:

- A construção metálica é industrializada e possui alta precisão, resultando em baixo desperdício de materiais;
- O aço é um material reciclável e reutilizável, resultando em baixa geração de resíduos ao fim da vida útil da construção;

A seguir, estão elencadas outras características deste projeto que vão ao encontro dos objetivos mencionados e, conseqüentemente, contribuem para a obtenção de certificações ambientais. São elas:

- a) Vedações internas formadas por painéis de EPS inteiramente recicláveis;
- b) Presença de terraço com jardim (telhado verde) na cobertura do embasamento;
- c) Implantação de torneiras eletrônicas com redutores de fluxo nos banheiros dos pavimentos corporativos;
- d) Adoção de lâmpadas led em detrimento de lâmpadas incandescentes e fluorescentes;
- e) Elevadores com sistema de antecipação de destino, o qual otimiza as trajetórias e o tempo de deslocamento dos usuários⁴;
- f) Sistema de refrigeração automatizado que regula a temperatura conforme o fluxo de pessoas;
- g) Utilização de água filtrada nos escritórios em detrimento de água mineral, diminuindo a quantidade de resíduos plásticos de embalagens gerados no edifício;
- h) Reciclagem de sobras dos painéis de *drywall*;

⁴ Fonte: disponível em: <<https://www.thyssenkruppelevadores.com.br/blog/3321-2/>>. Acesso em: 23 maio 2021.

- i) Instalação de central de resíduos sólidos que direcione corretamente todo o material com potencial de reciclagem gerado por lojistas, funcionários, clientes e moradores para empresas locais de reciclagem, fiscalizadas de acordo com a legislação vigente, em possível associação com cooperativas locais;
- j) Sensores nas torneiras e mictórios dos pavimentos corporativos, os quais possibilitam a redução de 80% do volume de efluentes descartados, devido ao menor consumo de água nessas atividades (PLATAFORMA SIENGE, p.47);

4 MATERIAIS

Nesta seção, estão contidas as especificações previstas para os principais materiais considerados no projeto.

4.1 Aço estrutural

Os aços utilizados para os elementos estruturais deste projeto possuem qualificação estrutural assegurada por norma brasileira ou norma/especificação estrangeira. Possuem resistência ao escoamento limitada a 450 MPa e relação entre resistências de ruptura (f_u) e ao escoamento (f_y) não inferior a 1,18.

4.1.1 Propriedades mecânicas gerais

Atendendo ao item 4.5.2.9 da NBR 8800:2008, foram consideradas as seguintes propriedades mecânicas para todos os aços estruturais empregados no projeto:

- Módulo de elasticidade: $E = E_a = 200 \text{ GPa}$
- Coeficiente de Poisson: $\nu_a = 0,3$
- Módulo de elasticidade transversal: $G = 77 \text{ GPa}$
- Coeficiente de dilatação térmica: $\beta_a = 1,2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Massa específica: $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$

4.1.2 Vigas

Para as vigas, foram utilizados perfis I laminados a quente. Foi adotado o aço ASTM A572 G50 com as seguintes propriedades:

- Resistência ao escoamento: $f_y = 345 \text{ MPa}$
- Resistência de ruptura: $f_u = 450 \text{ MPa}$

4.1.3 Pilares

Para os pilares, foram utilizados perfis tubulares circulares com costura vertical e perfis H soldados. Foi adotado o aço ASTM A572 G50 com as seguintes propriedades:

- Resistência ao escoamento: $f_y = 345 \text{ MPa}$
- Resistência de ruptura: $f_u = 450 \text{ MPa}$

4.1.4 Lajes mistas

Foram especificadas lajes *steel deck* dimensionadas de acordo com material próprio do fabricante Metform. Foi considerado o aço estrutural convencional utilizado por esse fornecedor, o ASTM A653 G40, com resistência ao escoamento: $f_y = 280 \text{ MPa}$.

4.2 Concreto armado estrutural

Para a análise numérica da estrutura e dimensionamento dos elementos mistos em aço e concreto, foram definidas as seguintes especificações para os elementos de concreto armado.

4.2.1 Propriedades mecânicas gerais

De acordo com o item 8.2 da NBR 6118:2014, foram consideradas as seguintes propriedades mecânicas para todos os concretos estruturais empregados no projeto:

- Coeficiente de dilatação térmica: $\beta_a = 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Massa específica: $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$

4.2.2 C50

Para compor os núcleos rígidos da torre, foi adotado o concreto C50 com as seguintes propriedades, de acordo com a tabela 8.1 e com o item 8.2.9 da NBR 6118:2014:

- Resistência característica à compressão do concreto: $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidade: $E_{ci} = 40 \text{ GPa}$
- Módulo de elasticidade secante: $E_{cs} = 37 \text{ GPa}$
- Coeficiente de Poisson: $\nu_a = 0,2$

4.2.3 C30

Para compor as lajes, pilares mistos e o núcleo rígido do embasamento, foi adotado o concreto C30 com as seguintes propriedades, de acordo com a tabela 8.1 e com o item 8.2.9 da NBR 6118:2014:

- Resistência característica à compressão do concreto: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidade: $E_{ci} = 31 \text{ GPa}$
- Módulo de elasticidade secante: $E_{cs} = 27 \text{ GPa}$
- Coeficiente de Poisson: $\nu_a = 0,2$

4.3 Materiais não estruturais

Além do aço e do concreto utilizados na estrutura, o projeto previu a utilização de outros materiais. Por não desempenharem função estrutural, a principal propriedade posteriormente utilizada nas análises foi o peso específico aparente para a determinação de ações gravitacionais. A Tabela 13 apresenta os materiais considerados no projeto com seus respectivos pesos específicos aparentes.

Tabela 13 – Pesos específicos aparentes considerados

Material	γ_{ap} (kN/m³)	Fonte
Argamassa (cimento e areia)	21	NBR 6120: 2019 tabela 1
Porcelanato	23	NBR 6120: 2019 tabela 1
Impermeabilização	18	NBR 6120: 2019 tabela 4
Vidro	26	NBR 6120: 2019 tabela A-1
Solo orgânico	18	NBR 6120: 2019 tabela A-1
EPS	0,11*	TELAMARK, p2 ⁵
Água	10	NBR 6120: 2019 tabela A-1

* Para a conversão de kgf em kN foi utilizado $g = 10\text{m/s}^2$

Fonte: autoral

⁵ Fonte: TELAMARK. Manual de Montagem Sistema EPS. Disponível em: <<http://www.telamarck.com.br/downloads>>. Acesso em: 09 abr. 2021.

5 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Nesta seção, constam as principais decisões e justificativas que resultaram no projeto estrutural proposto. É importante ressaltar que o processo de concepção estrutural e tomada de decisão ocorreu ao longo dos meses de projeto sendo constantemente revisado com a obtenção de novos resultados e análises. No entanto, esse processo foi descrito de maneira linearizada para facilitar a leitura.

5.1 Principais diretrizes da concepção estrutural

Desde o início do processo de concepção estrutural, foi adotado o conceito de que a estrutura seria uma protagonista invisível do projeto. Essa afirmação pode soar estranha, afinal, usualmente, o protagonismo caminha em parceria com a notoriedade, com a visibilidade; no entanto, ela é aplicável a essa concepção.

Quanto ao termo “protagonista”, essa é uma condição inerente às estruturas, em especial às grandes obras como esta, nas quais a montagem comanda o eixo crítico da obra e as decisões de projeto são capazes de viabilizar ou inviabilizar financeira e tecnicamente o empreendimento.

Já o termo “invisível” remete à excelência real do projeto para quem realmente interessa. Apesar do olhar romântico que os profissionais da área podem ter pela estrutura, os principais *stakeholders* do projeto possuem uma visão diferente e mais prática. Separados em dois grupos, esses agentes podem ser classificados como: investidores, que usualmente olham para a estrutura a partir de seu custo-benefício financeiro; ou usuários: que normalmente estarão interessados nas definições arquitetônicas e esperam uma estrutura que não lhes traga patologias, grandes limitações quanto a reformas ou quaisquer outros problemas.

Por isso, ao longo de todo o projeto, foi entendida e abraçada a responsabilidade de se projetar uma estrutura eficiente, segura e que não fosse lembrada negativamente. A partir disso, foram definidos os seguintes critérios principais na busca por um projeto ótimo:

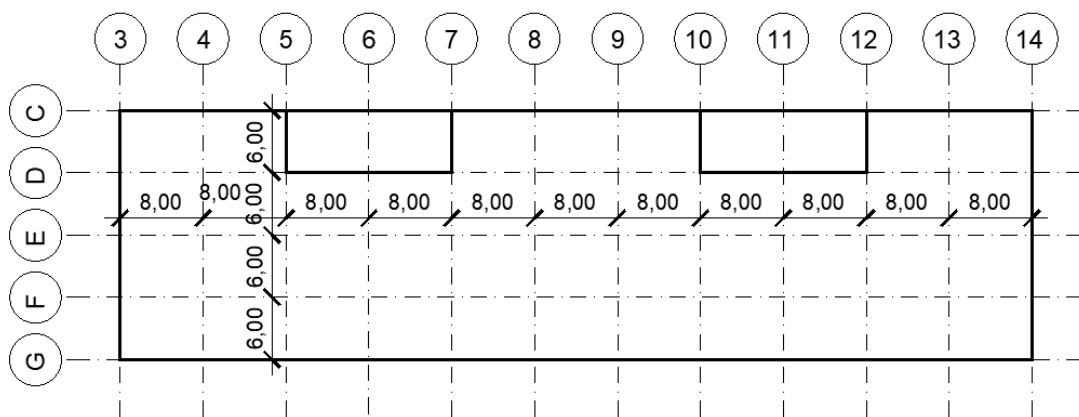
- a) Vãos livres que permitam flexibilidade aos usuários para alterações de uso e layout;
- b) Montagem rápida;
- c) Valorização da estética, explorando a beleza do aço quando bem integrado aos elementos arquitetônicos;
- d) Menor custo total para a obra, considerando que custos com montagem, ligação, fabricação e transporte são tão importantes quanto o consumo de aço;
- e) Menor consumo de aço.

5.2 Eixos da estrutura

Observando a volumetria pré-definida pelo edital, o primeiro passo foi definir os eixos principais para a torre, considerando que essa escolha deveria adequar-se a todos os usos definidos na concepção arquitetônica ao longo de seus diversos pavimentos. Com isso, definimos os eixos a partir dos seguintes critérios:

- Busca por vãos mais arrojados para permitir mais flexibilidade aos pavimentos destinados a escritórios e permitir um bom aproveitamento dos pavimentos garagem;
- Padronização das distâncias entre eixos, garantindo pilares igualmente espaçados na fachada e permitindo um menor número de tipos de vigas, de forma a proporcionar ganhos de eficiência em fabricação, montagem e no projeto;
- Busca por um encaixe harmônico, funcional e eficiente entre os eixos da estrutura e a volumetria pré-definida pelo edital;
- Considerando que foram previstos núcleos de rigidez nas circulações verticais, foi previsto um bom alinhamento dos eixos da estrutura metálica com os pontos notáveis dessas regiões;
- Atenção ao aproveitamento dos perfis, considerando que serão utilizados perfis laminados de 12 m para a execução das vigas, promovendo o uso racional dos recursos.

Figura 33 – Disposição dos eixos na região da torre



Fonte: autoral

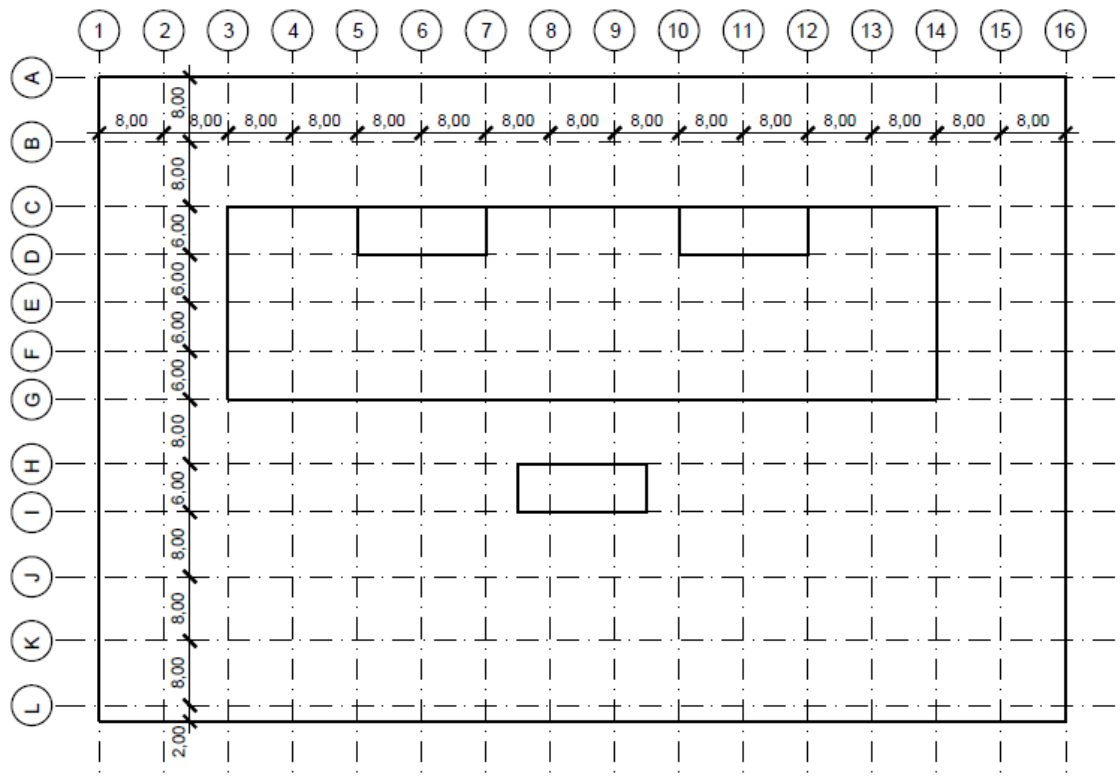
Em seguida, foi elaborado o lançamento dos eixos do embasamento a partir dos eixos da torre, de forma a manter os pilares alinhados sem a necessidade de vigas de transição. Além disso, foram mantidos os critérios (b), (c), (d) e (e) da etapa anterior acrescidos do critério de se buscar vãos arrojados que permitissem um bom aproveitamento da garagem. Com isso, foi obtida a malha apresentada na Figura 34 com 16 eixos

igualmente espaçados a cada 8 m na vertical e 12 eixos espaçados em 6 m e 8 m na horizontal, à exceção do eixo L, que foi deslocado em 2 m, a serem vencidos por vigas em balanço.

Esse afastamento do eixo L em relação ao limite do terreno foi adotado para criar uma ampliação da calçada com uma marquise sem interrupção de pilares na fachada principal, visando proporcionar aos usuários do passeio e do empreendimento uma região de circulação e acesso coberta. Ademais, ao adotar o balanço de 2 m (vão considerado pequeno), foi possível padronizar melhor os vãos entre pilares no embasamento.

É importante ressaltar que uma marquise de 2 m para um pé direito duplo não é eficiente. Por isso, foi considerada a fixação de painéis ao longo dos 3 m superiores na projeção dessa marquise e de um rebaixamento no forro, resultando em um pé direito arquitetônico de apenas 3 m nessa região.

Figura 34 – Disposição dos eixos principais da estrutura



Fonte: autoral

5.3 Sistema de resistência às cargas verticais

De modo a facilitar o entendimento ao longo da execução do projeto, a estabilidade da estrutura foi dividida em duas funções: resistir às ações verticais e resistir às ações

horizontais. Neste item, será abordado o sistema utilizado para receber forças verticais e transferi-las ao longo da estrutura até as fundações.

Foi adotado um sistema simples e consagrado, no qual as forças são recebidas pelas lajes, das lajes são transmitidas para as vigas intermediárias, das vigas intermediárias são descarregadas em vigas principais e delas aos pilares, por onde chegam às fundações.

5.3.1 Pilares

O lançamento dos pilares foi iniciado pela torre por ser a região mais sensível no projeto. Foram lançados os pilares na interseção de todos os eixos, exceto nos encontros do eixo E com os eixos 4 até 13 e nos locais onde se encontram os núcleos rígidos de concreto. Dessa forma, os pavimentos possuem 11 vãos iguais de 8 m em cada alinhamento no sentido longitudinal. Nos alinhamentos transversais, há 2 vãos de 6 m nos extremos e 1 vão de 12 m no centro do pavimento.

A decisão de colocar vãos livres de 12 m no centro da torre foi tomada a fim de produzir uma ampla região completamente livre nos pavimentos corporativos, garantindo liberdade para os futuros proprietários.

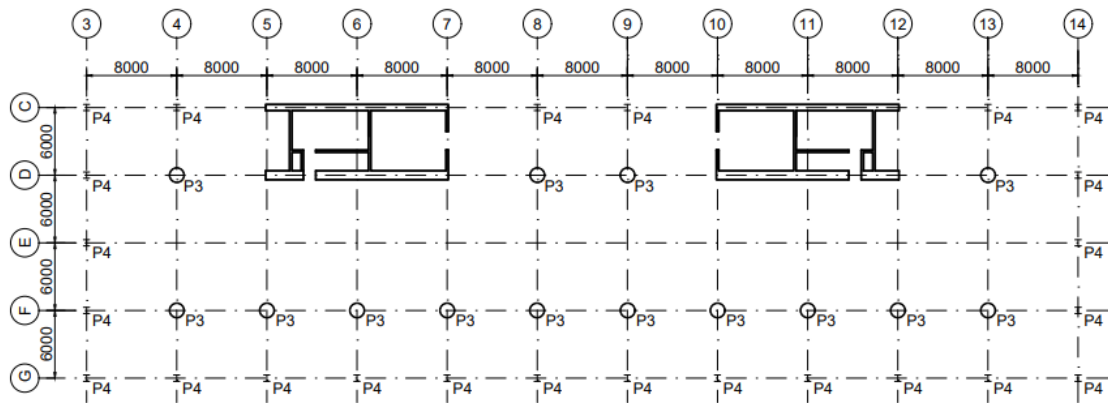
Outro motivo para a não colocação de pilares nessa região foi proporcionar uma redução nos “dentes” em paredes dos pavimentos residenciais a partir da conclusão de que mesmo estes sendo os pavimentos superiores e com menor compressão, os pilares teriam dimensões superiores às paredes e não poderiam ser completamente escondidos por elas. Além disso, essa grande região sem pilares permite espaços como grandes e imponentes salas nas unidades residenciais maiores, característica que pode ser bem aproveitada para uma maior valorização dessas unidades de alto padrão.

Já os pilares nos encontros do eixo E com os eixos 3 e 14 foram mantidos de forma a preservar a harmonia das fachadas com pilares igualmente espaçados, para proporcionar um melhor aproveitamento de contraventamentos nessas elevações e porque não haveria grandes impactos positivos em um vão maior nessa região.

Em seguida, foram lançados os pilares do embasamento, mantendo-se o layout da torre em sua projeção e acrescentando novos pilares nas interseções dos outros eixos. Dessa forma, os pavimentos possuem 15 vãos livres de 8 m de comprimento no sentido longitudinal e possuem 6 vãos de 8 m, 5 vãos de 6 m e uma região de 2 m em balanço nos alinhamentos transversais.

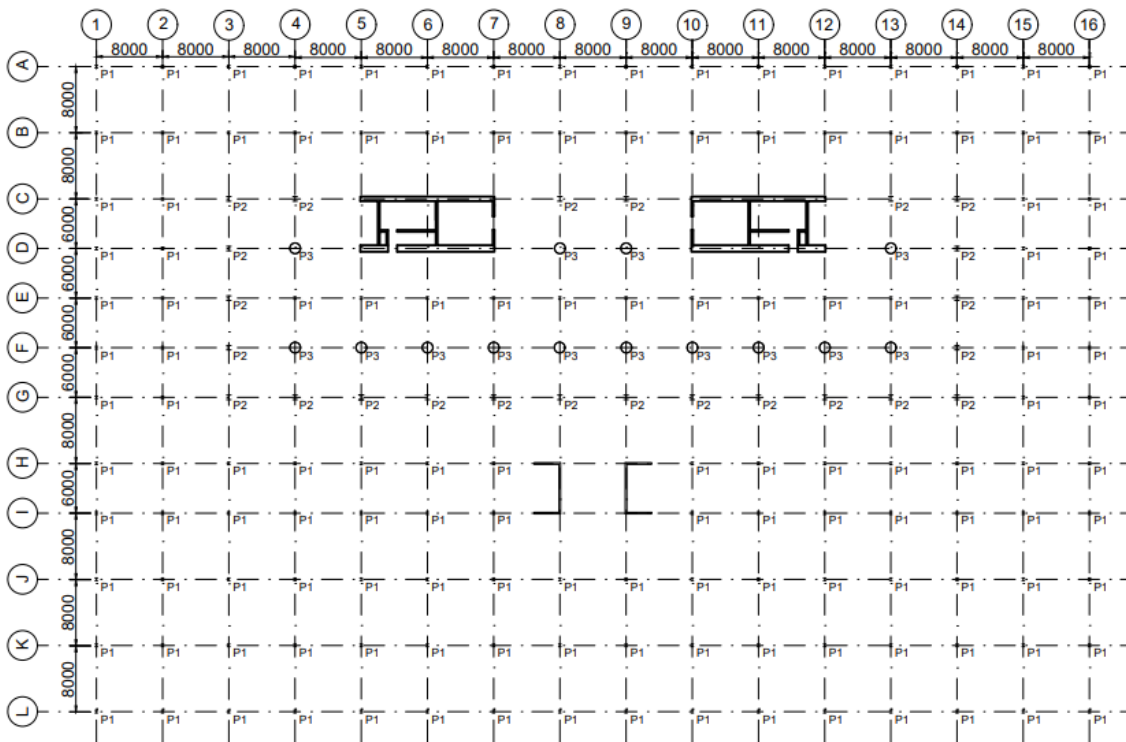
Ao contrário da torre, no embasamento, foram posicionados pilares nos encontros do eixo E com os eixos 4 até 13, pois não havia benefício relevante aos usos do Térreo e dos subsolos em inserir um vão de 12 m naquela região. Logo, foi adotada uma configuração mais econômica, com vigas mais leves e ligações mais simples.

Figura 35 – Representação da locação pilares ao longo da torre



Fonte: autoral

Figura 36 – Representação da locação de pilares ao longo do embasamento



Fonte: autoral

5.3.1.1 Pilares tubulares mistos

Considerando que as maiores cargas axiais ocorrerão nos pilares centrais da torre, devido, entre outros fatores, aos grandes vãos de 12 m, adotou-se o sistema de pilar misto em aço e concreto com perfis tubulares circulares preenchidos com concreto.

- Utilização de seção tubular circular:

Destaca-se que, segundo ARAÚJO (2016, p.23), os perfis tubulares possuem, em média, um raio de giração aproximadamente 40% superior quando comparados com perfis H equivalentes. Além disso, segundo ARAÚJO (2016, p. 25), esses perfis possuem baixo nível de tensão residual, permitindo que tenham seu comportamento avaliado pela melhor classificação segundo a curva de resistência à compressão da NBR 16239:2013. Assim sendo, é possível concluir que esse perfil é o mais eficaz para suportar esforços de compressão axial, permitindo atender às solicitações desses pilares com seções menores.

Outro motivo para a adoção do perfil tubular foi o fato de ele dispensar o uso de formas para a concretagem do pilar misto, pois o perfil cumpre esse papel. Além disso, devido a sua geometria, os perfis tubulares resultam em um menor consumo de material para proteção ao fogo e, ao contrário dos perfis abertos, não necessitam de conectores de cisalhamento para solidarizar a seção de concreto com a de aço.

Já a adoção da geometria circular foi considerada a mais adequada do ponto de vista estético, pelo fato de tais pilares estarem localizados no meio de regiões livres dos pavimentos corporativos.

- Utilização de pilar misto:

Foi adotado o preenchimento do pilar com concreto devido a sua maior resistência à compressão e à flambagem local resultando em um diâmetro menor do que caso fosse adotado um perfil apenas em aço.

Além disso, outra vantagem dessa solução é o incremento na massividade do pilar, permitindo uma redução na espessura do material de proteção ao fogo.

Por fim, é válido ressaltar que esses perfis são capazes de resistir às ações da montagem de alguns pavimentos mesmo sem o preenchimento com concreto. Portanto, a concretagem dos pilares não constitui um gargalo da montagem.

5.3.1.2 Sistema estrutural adotado para os pilares em geral

Nos pilares da fachada da torre e nos pilares do embasamento, foram adotados perfis metálicos de seção H. Optou-se por especificar perfis padronizados sendo utilizadas seções soldadas da série CS.

Apesar de não serem tão eficientes à compressão quanto os perfis tubulares, a adoção dessa seção permitiu a utilização de ligações consideravelmente mais simples e econômicas, em especial, com a ampla utilização de ligações flexíveis. Dessa forma, foi priorizada a economia nas ligações em detrimento do maior consumo de aço.

5.3.2 Sistema de Pisos

5.3.2.1 Sistema estrutural adotado para as lajes

Para a definição do sistema de lajes utilizado, foram analisadas três alternativas: laje maciça moldada *in loco*, laje pré-moldada de vigotas de concreto com lajotas ou EPS e laje do tipo *steel deck*, sendo adotada a última por:

- a) Não demandar formas. Mesmo com a elevada padronização das lajes que permitiria o reuso das formas, não precisar executar essa operação ao longo de todas as lajes é uma grande vantagem considerando o processo de montagem;
- b) Menor consumo de concreto do que a alternativa em laje maciça;
- c) Possuir um menor peso próprio do que a alternativa em laje maciça;
- d) Na configuração adotada, não demandar escoramentos, permitindo maior liberdade para a utilização de múltiplas frentes de trabalho ao longo da montagem;
- e) Permitir a utilização do *deck* metálico como plataforma de trabalho;
- f) Permitir a utilização de vigas mistas com maior eficiência em relação à alternativa com vigotas de concreto.

Além disso, essa decisão trouxe algumas desvantagens que foram minimizadas ou superadas pelas vantagens. São elas:

- a) Necessidade de utilizar vigas intermediárias, de forma que o menor vão a ser vencido por cada laje tivesse um valor inferior a 4 m;
- b) Menor seção de concreto possível de ser utilizada como mesa de compressão da viga mista do que a alternativa em laje maciça;
- c) Necessidade de soldar os conectores de cisalhamento.

5.3.2.2 Layout do sistema

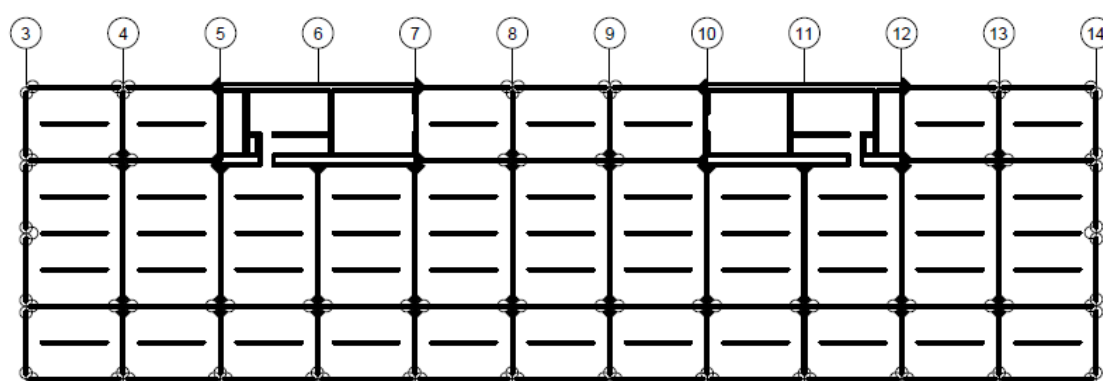
A disposição das vigas que descarregam em pilares e a modulação da estrutura foram definidas em paralelo ao lançamento dos eixos e dos pilares. No entanto, por ter-se adotado lajes do tipo *steel deck*, foi necessário inserir vigas apoiadas em vigas principais para reduzir os vãos a serem vencidos pelas lajes para valores inferiores a 4 m.

Essas vigas foram posicionadas no sentido longitudinal do piso, de forma que as vigas que recebem os esforços provenientes das lajes (menor carregamento) sejam as vigas que vencem vãos de 8 m, enquanto as vigas que receberão os esforços concentrados são as vigas que vencem vãos de 6 m (menores vãos), 8 m e, o caso crítico das vigas, 12 m.

Dessa forma, nos casos em que o vão principal a ser vencido possui 6 m, foi especificada 1 viga intermediária, de modo a produzir vãos de 3 m para as lajes e uma solicitação concentrada no centro da viga principal. Já nos casos em que o vão principal a ser vencido possui 8 m, foram especificadas duas vigas intermediárias espaçadas de 2,6 m em relação às vigas principais e duas solicitações concentradas nesses pontos.

Já no caso crítico das vigas com vãos de 12 m, foram especificadas 3 vigas intermediárias, resultando em 3 carregamentos pontuais espaçados a cada 3 m. Além disso, para esse caso crítico, foram previstas ligações viga-pilar rígidas, visando reduzir o deslocamento e o momento fletor solicitante, de forma vencer o vão e atender à restrição de altura do sistema de piso. Por outro lado, nas demais vigas, foram especificadas ligações flexíveis por serem mais econômicas.

Figura 37 – Representação vigamento da torre



Fonte: autoral

Em casos específicos com carregamentos mais elevados, como no pavimento de elevação +6000 mm, onde os carregamentos provenientes do telhado verde atuam, foi necessário aumentar o número de vigas intermediárias para reduzir o vão a ser vencido pelas lajes para 2 m.

5.3.2.3 Sistema estrutural adotado para as vigas

Foi adotada a solução em viga mista de aço e concreto que consiste em solidarizar o perfil metálico com a laje por meio de conectores de cisalhamento de forma que a laje atue como uma mesa de compressão. Essa solução foi adotada por ser capaz de aumentar a inércia da viga sem alterar sua altura, fator central para o contexto deste projeto, onde havia uma limitação de 50 cm para o sistema de pisos.

Para as vigas, foram utilizados perfis laminados padronizados por serem de mais fácil obtenção e menor custo. Além disso, o recurso de contra flechas foi amplamente utilizado em casos nos quais as deformações comandavam o dimensionamento. Apesar

de resultar em um aumento no custo de fabricação, esse recurso permitiu reduzir consideravelmente o consumo de aço e viabilizar o layout adotado dada a restrição de altura do sistema.

5.4 Sistema de resistência às cargas horizontais

Um dos principais desafios para se garantir a estabilidade de um edifício alto e esbelto como o proposto neste memorial são os efeitos das ações horizontais, principalmente, a do vento.

O edifício em questão possui um formado de lâmina de forma que o vento y^6 atua na maior fachada da torre, possuindo maior área de influência, maior valor unitário devido ao coeficiente de arrasto e atuando no eixo de menor rigidez do edifício. Dessa forma, essa foi a solicitação crítica que moveu a concepção do sistema. Apesar disso, o vento x também foi considerado na concepção do projeto, em especial devido ao desalinhamento dos núcleos de rigidez com o eixo da torre.

Para garantir a estabilidade do edifício frente às ações horizontais, foram adotados núcleos de rigidez em concreto armado nos prismas de circulação vertical complementados com pórticos ao longo do eixo y .

5.4.1 Núcleos de rigidez da torre

Os principais elementos a conferir rigidez ao edifício são os núcleos rígidos da torre. Eles são compostos pelas paredes em concreto armado dos prismas de circulação vertical.

Entre as vantagens dessa solução, se destaca a sua baixa influência na arquitetura dos pavimentos, ao contrário de sistemas de treliças, e o fator econômico, dado que a maior parte das paredes de concreto que o compõem já seriam necessárias para o enclausuramento da escada de incêndio e para a vedação dos prismas de elevadores. Além disso, na concepção adotada, os núcleos possuem elevada rigidez à torção, propriedade importante devido ao seu desalinhamento com o eixo do prédio.

Uma das principais desvantagens do núcleo em concreto é a redução na velocidade da obra, pois a montagem da estrutura metálica dependeria da cura dos núcleos rígidos. No entanto, esse problema foi amenizado com a adoção de pilares de montagem em aço que sustentam a estrutura metálica da torre na fase construtiva até serem envolvidos pelas paredes de concreto com o avanço do núcleo. Essa técnica permitiu tornar o

⁶ Ao longo do projeto o eixo y foi definido como sendo paralelo a Rua Augusta.

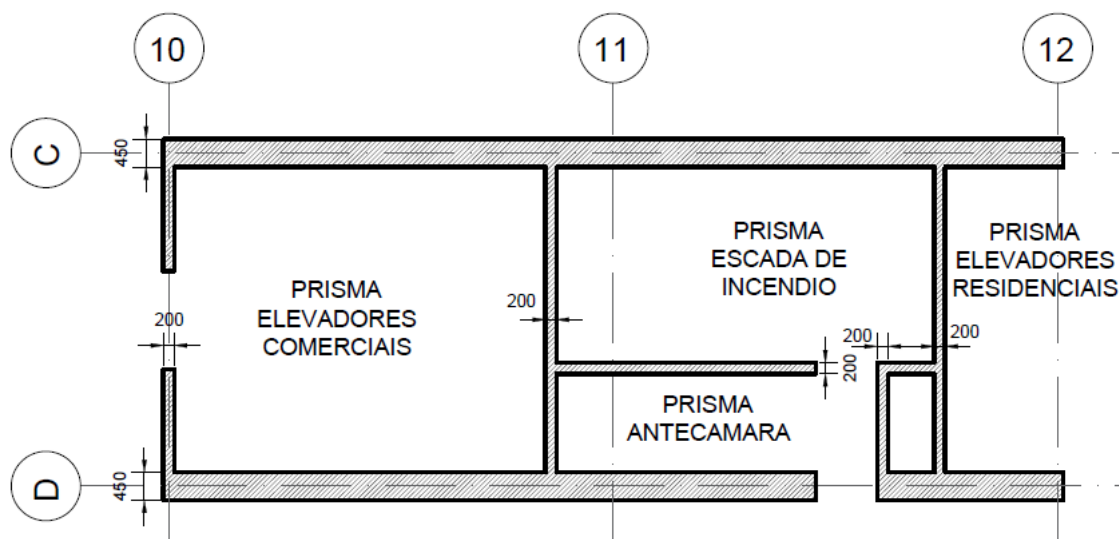
avanço do aço independente do concreto e viabilizou a adoção do núcleo de concreto sem aumentos significativos no cronograma de execução.

5.4.1.1 Layout

Um dos principais desafios para a determinação do layout do núcleo foi equilibrar o desempenho estrutural com o aproveitamento do espaço para as circulações, de modo que ambos fossem eficientes. Para isso, foram consultados catálogos de elevadores da Schindler e foi feito o dimensionamento da escada de incêndio no item 3.

A geometria do núcleo foi definida visando maximizar a rigidez à flexão em torno do eixo x e à torção. Por isso, como visto na Figura 38, os compartimentos para os elevadores corporativos e escada de incêndio com antecâmara foram feitos em formato retangular. Além disso, esse layout foi consequência de diversas tentativas de minimizar o número de aberturas nas paredes horizontais, cujas seções mais contribuem para a inércia em torno do eixo x.

Figura 38 – Disposição paredes do núcleo rígido da torre



Fonte: autoral

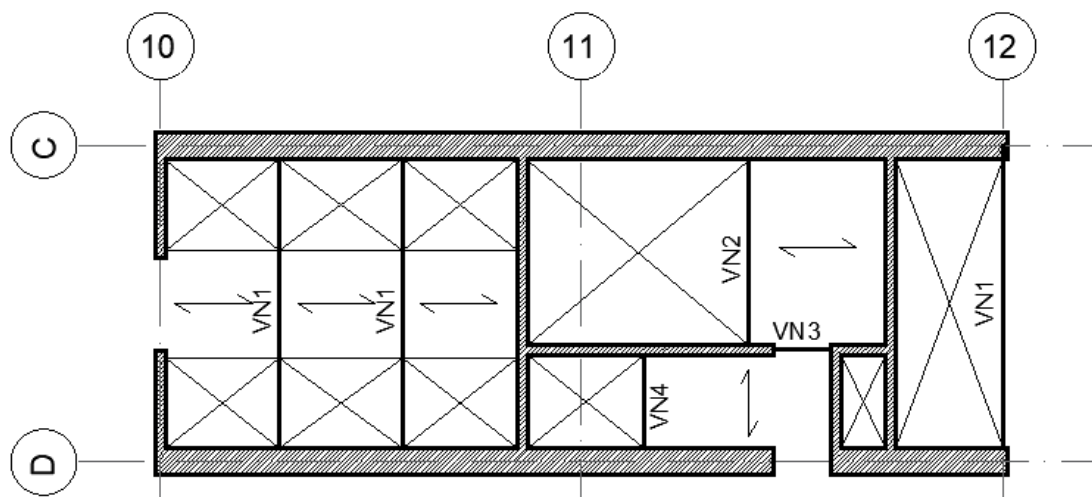
As espessuras das paredes do núcleo foram definidas como sendo de 20 cm, à exceção das paredes nos extremos horizontais, que tiveram sua espessura aumentada para 45 cm visando aumentar a inércia.

5.4.1.2 Sistema de piso do núcleo

Outra consideração necessária foi viabilizar a sustentação dos pisos do núcleo considerando o elevado número de aberturas para as circulações verticais.

Para isso, foi feita a disposição apresentada na Figura 39, com vigas fixadas nas paredes de concreto. Sua execução será feita após o avanço do concreto por meio de chumbadores. Na região dos elevadores corporativos, as vigas foram posicionadas entre as aberturas dos elevadores.

Figura 39 – Pisos do núcleo de rigidez da torre



Fonte: autoral

5.4.2 Pórticos na torre

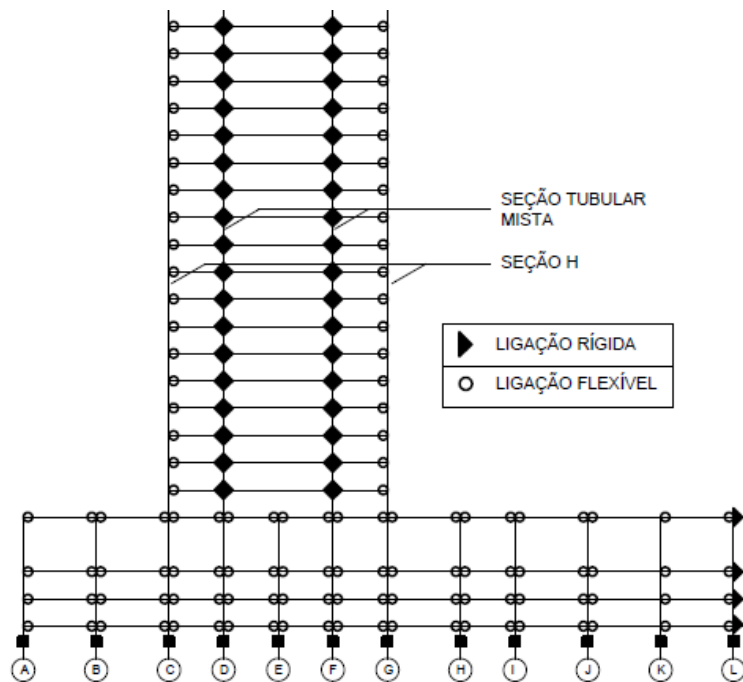
Apesar da elevada rigidez do núcleo, ele sozinho não é capaz de controlar satisfatoriamente os deslocamentos promovidos pelo vento e sem uma elevação considerável da seção de concreto e conseqüente redução da eficiência do sistema.

No entanto, para vencer o vão de 12 m na torre, foram adotadas ligações viga-pilar rígidas formando pórticos que vieram a compor o sistema de contraventamento. Além dessas ligações rígidas, foram previstas ligações rígidas entre os pilares centrais e as vigas adjacentes para reduzir o momento transferido aos pilares, como mostrado na Figura 40. Dessa forma, foram obtidos pórticos compostos percorrendo toda a seção transversal da torre com ligação rotulada nos pilares da fachada e rígidas nos internos.

Os pórticos da Figura 40 estão presentes nos eixos 4, 8, 9 e 13. Já nos eixos 5, 6, 7, 10, 11 e 12 a concepção foi análoga, com a diferença de que um dos vãos de 6 m é ocupado pelo núcleo rígido.

Foi considerada a possibilidade de se enrijecer as ligações viga-pilar na fachada. No entanto, o ganho de rigidez horizontal obtido não se mostrou suficiente a ponto de justificar um maior gasto com as ligações e com os pilares de fachada que passariam a sofrer flexo-compressão.

Figura 40 – Esquema dos pórticos da torre



Fonte: autoral

A solução em pórticos não é a mais usual para edificações desse porte. No entanto, dada a necessidade de se aporcionar a estrutura para viabilizar o sistema de pisos e os ensaios realizados por meio de modelagem computacional ao longo da execução e o conjunto das soluções adotadas, a utilização dos pórticos se mostrou uma estratégia eficiente de garantir a estabilidade do edifício de acordo com os critérios de projeto ótimo adotados.

5.4.3 Embasamento

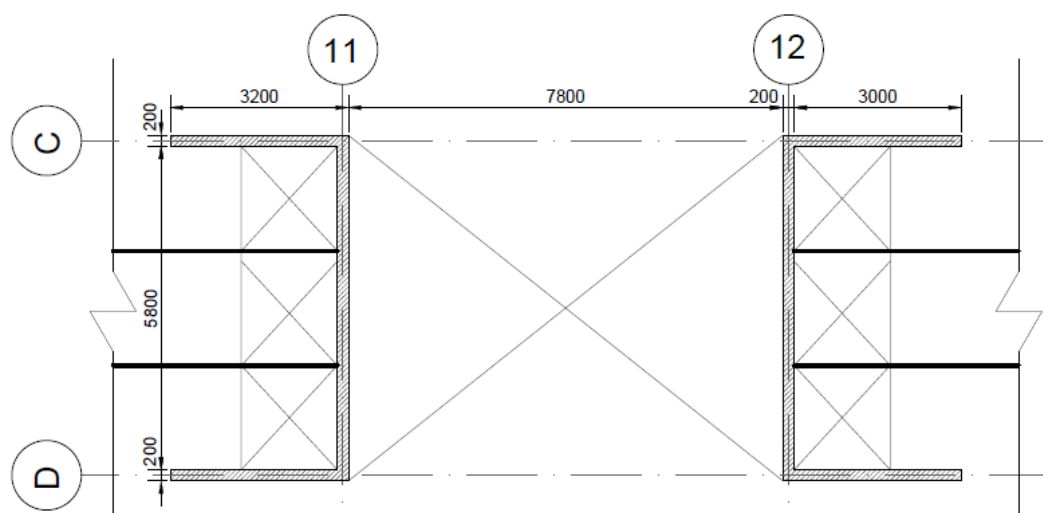
No embasamento, há uma terceira circulação vertical com elevadores e uma escada. Com isso, foi previsto um núcleo de rigidez nessa circulação ao se prever pilares-parede em concreto com a função de receber os esforços do sistema de pisos, da marquise, da escada e vedar as caixas de elevadores.

Esse núcleo é composto por duas estruturas em formato de C ao redor de cada grupo de elevadores conforme mostrado na Figura 41. Suas paredes possuem 20 cm (pouco maior que a dimensão mínima para pilares segundo a NBR 6118:2014), de forma que ele contribui consideravelmente para a rigidez horizontal do embasamento.

As paredes verticais foram posicionadas ao longo dos eixos 11 e 12 e as horizontais nos eixos H e I. Com isso, o núcleo pode exercer a função de apoio para as vigas no encontro desses eixos. Apenas a compatibilização do núcleo com as vigas intermediárias demandou uma maior atenção devido aos prismas dos elevadores. Para isso, a disposição

dos elevadores foi pensada para permitir que duas vigas intermediárias se ligassem nas paredes verticais passando entre eles.

Figura 41 – Layout do núcleo de rigidez do embasamento



Fonte: autoral

A adoção de um par de núcleos ao redor da escada, além de ter sido tomada por critérios estéticos e de uso, foi feita antevendo um futuro projeto de detalhamento da escada. Afinal, nessa configuração com diversas opções de pontos de apoio, o projetista seguinte poderá facilmente posicionar um par de vigas horizontais nas bordas de cada patamar, apoiando a escada ou adotando outra concepção que considere mais eficiente.

No embasamento, os maiores vãos de vigas possuem 8 m devido à existência de pilares na projeção da torre que morrem após os primeiros 12 m de altura. Dessa forma, foi possível utilizar apenas ligações rotuladas no embasamento, mais simples e mais eficientes para vigas mistas devido à ausência de momento negativo. Essa decisão implicou a não utilização de pórticos no embasamento que foi viabilizada pela alta rigidez na região.

5.4.4 Treliças de contraventamento

Foi considerada a possibilidade de se utilizar treliças de contraventamento no sistema de estabilização devido a sua elevada rigidez com baixo consumo de aço. No entanto, foi descartada a possibilidade de contraventamentos no interior da torre para não obstruir os pavimentos livres.

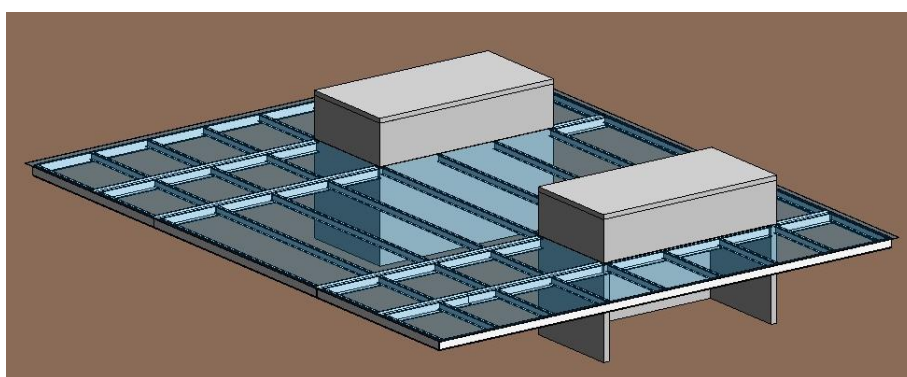
Já nas fachadas laterais, esse sistema se mostrou arquitetonicamente viável e foi considerado no processo de modelagem. Porém, como seriam apenas duas linhas de pilares contraventados, eles não resultaram em um elevado acréscimo de rigidez lateral. Como a estrutura atendeu às verificações de estabilidade global executadas com os núcleos rígidos e os pórticos, os contraventamentos foram descartados.

5.5 Marquise

Acima do núcleo rígido do embasamento, há uma marquise cobrindo os acessos à praça e instalações de apoio. As dimensões da cobertura foram definidas pelo edital e optou-se por não utilizar nenhum apoio além do núcleo. Com isso, no acesso à praça, há um elegante e arrojado vão de 8 m em balanço, como mostrado na Figura 42.

Um dos motivos para a viabilidade e economicidade dessa solução foram os baixos carregamentos devido ao seu uso e a sua estrutura, composta por vigas I sustentando placas de vidro. Além do peso próprio, essa solução foi adotada por questões estéticas, ao trazer a combinação do aço com o vidro, muito utilizada nos últimos tempos.

Figura 42 – Perspectiva da marquise



Fonte: autoral

5.5.1 Definição do layout

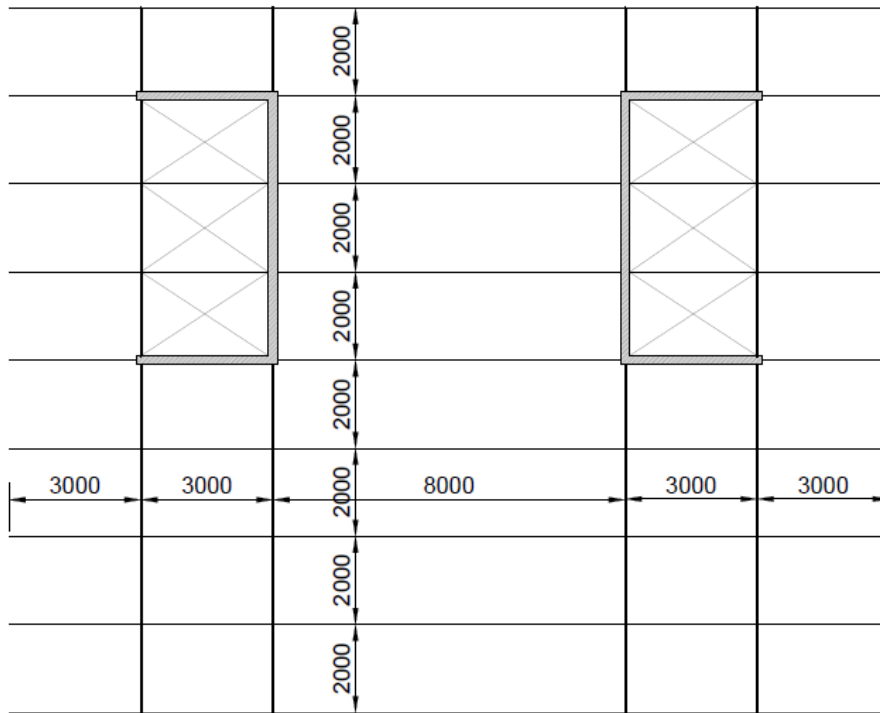
Para a definição do layout, foi considerado que o vidro da cobertura possuía capacidade de resistir a um vão máximo de 2 m. Com isso, foram posicionadas vigas secundárias com espaçamento de 2 m entre si. De modo a simplificar as análises e a execução, foi considerado que a cobertura se apoiava apenas nas vigas intermediárias. Além disso, as vigas intermediárias foram consideradas como contínuas.

Para sustentar as vigas intermediárias, foram colocadas vigas principais engastadas nas paredes de concreto. Buscou-se manter o espaçamento entre elas o mais harmônico possível, como apresentado na

Figura 43, dado que a estrutura cumpre o papel de elemento arquitetônico.

Além disso, foram soldadas chapas finas de aço ao redor do perímetro das vigas formando uma moldura. Essas chapas foram consideradas como elementos arquitetônicos, pois foram previstas apenas por questões estéticas e sua resistência não foi considerada no dimensionamento.

Figura 43 – Vigamento da marquise



Fonte: autoral

5.6 Ligações

O dimensionamento e detalhamento das ligações não faz parte do escopo demandado para este projeto, devendo ser executado em projeto complementar. No entanto, foi feita a concepção a nível conceitual das ligações utilizadas no projeto, de modo a produzir uma concepção mais completa e reduzir os riscos de, em fases posteriores, o projeto deixar de atender aos critérios de projeto ótimo.

É válido pontuar que as dimensões dos elementos e quantitativo de parafusos nas imagens apresentadas a seguir são ilustrativas.

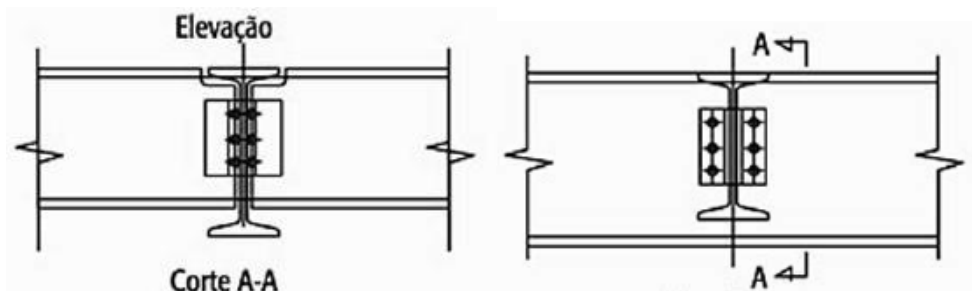
5.6.1 Viga-viga

5.6.1.1 Vigas do sistema de pisos

Esta ligação está presente no encontro entre as vigas secundárias, onde se apoiam as lajes *steel deck*, e as vigas principais. Para esse elemento, foi adotada a ligação por cisalhamento utilizando um par de cantoneiras para conectar a alma da viga intermediária à alma da viga principal através de parafusos, como ilustrado pela Figura 44. Trata-se de uma solução simples, de baixo custo e rápida montagem.

Essas características se tornam ainda mais importantes quando se verifica que esse é o tipo de ligação que mais se repete ao longo da estrutura.

Figura 44 – Representação ligação viga-viga flexível



Fonte: BELLEI (2008, p.133)

Visando a economia no processo de fabricação, foram adotadas vigas secundárias com altura inferior à das vigas principais, pois, dessa forma, será possível manter as faces superiores de ambas as vigas alinhadas executando recortes apenas na mesa superior das vigas secundárias.

5.6.1.2 Vigas da marquise

Este caso está presente apenas nas ligações da marquise acima da circulação vertical do embasamento. Foi adotada uma solução na qual a alma e as mesas das vigas intermediárias são soldadas nas vigas principais, formando ligações rígidas necessárias em razão dos balanços. A opção por esse sistema foi devida, principalmente, ao critério estético, pois assim é possível fazer uma ligação mais discreta e adequada ao uso dessa cobertura.

A ligação será soldada em campo. Apesar desse processo demandar mais tempo do que caso fosse feito com parafusos, essa desvantagem teve seu impacto reduzido, uma vez que esse elemento não faz parte do caminho crítico da montagem.

5.6.2 Viga-pilar

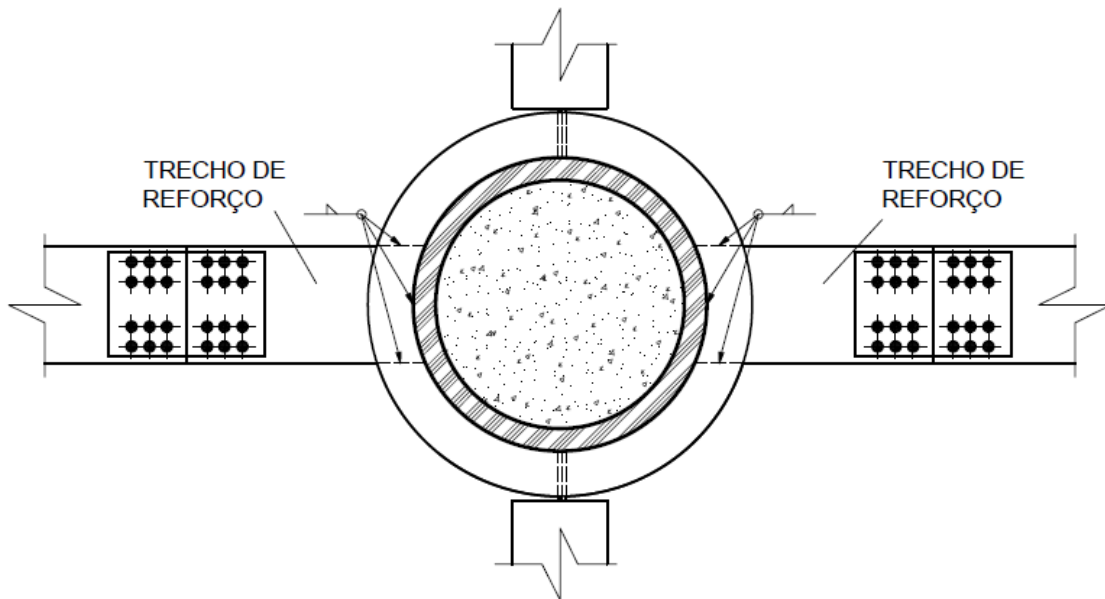
5.6.2.1 Pilares de seção tubular – ligação rígida

Este é o tipo de ligação menos usual dentre as escolhidas para o projeto, sendo responsável por conectar as vigas nos pilares tubulares mistos, formando os pórticos do sistema de estabilização da torre.

Para garantir a rigidez na ligação, foi previsto um par de diafragmas externos soldados ao redor do perfil tubular, como mostrado na Figura 45. Com isso, foi possível

conceber a ligação soldando as mesas das vigas nesse diafragma e a alma da viga na face do perfil.

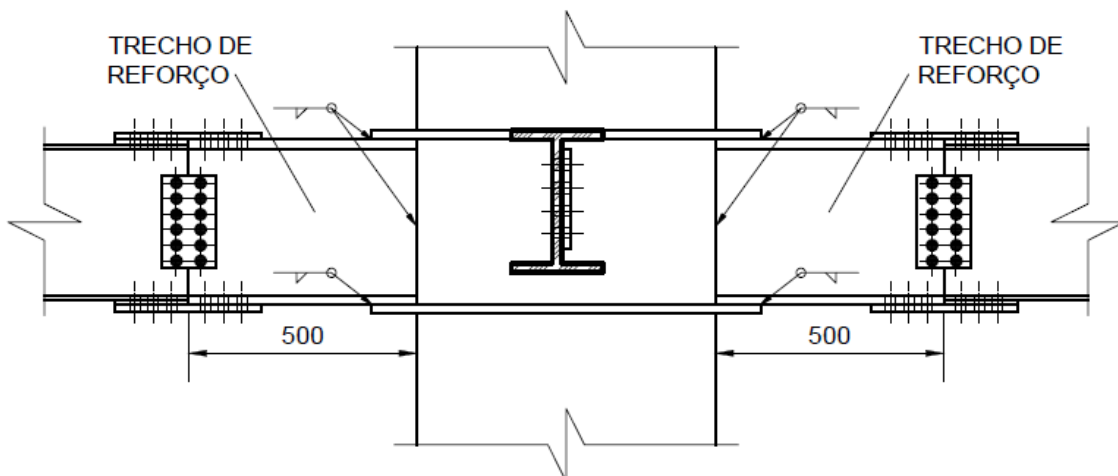
Figura 45 – Ligação vigas do pórtico com pilares seção B



Fonte: autoral

No entanto, ao invés de soldar o perfil da viga no pilar em campo, foi utilizado um pequeno trecho de um perfil mais robusto ligado ao pilar de forma que a viga se liga a esse trecho por meio de uma ligação rígida aparafusada, como na Figura 46.

Figura 46 – Ligação das vigas do pórtico com pilares seção A



Fonte: autoral

A adoção dessa solução foi feita considerando a possibilidade de executar a conexão dos trechos de viga com o pilar na fábrica, de modo que durante a montagem será

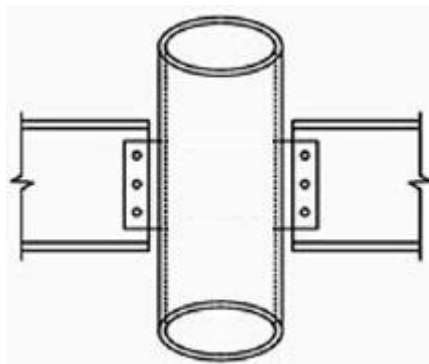
executada apenas a emenda de perfis, reduzindo a necessidade de soldagem em campo, o risco de má execução e o tempo de montagem.

Além disso, foi possível utilizar uma seção de viga mais resistente no trecho próximo ao pilar, reforçando a região onde ocorre o momento negativo máximo que estava comandando o dimensionamento nas vigas de 12 m. Dessa forma, foi possível reduzir as dimensões do perfil da maior parte das vigas e o consumo de aço.

5.6.2.2 Pilares de seção tubular – ligação flexível

As ligações entre os pilares de seção tubular com as vigas do embasamento e com as vigas secundárias da torre foram concebidas como ligações flexíveis. Para isso, foi previsto que, para cada ligação, seja soldada na fábrica uma chapa no perfil do pilar, de modo que, no processo de montagem, seja executada apenas a conexão dessa chapa com a alma da viga por meio de uma ligação parafusada, como na Figura 47.

Figura 47 – Ligação vigas intermediárias com pilares tubulares



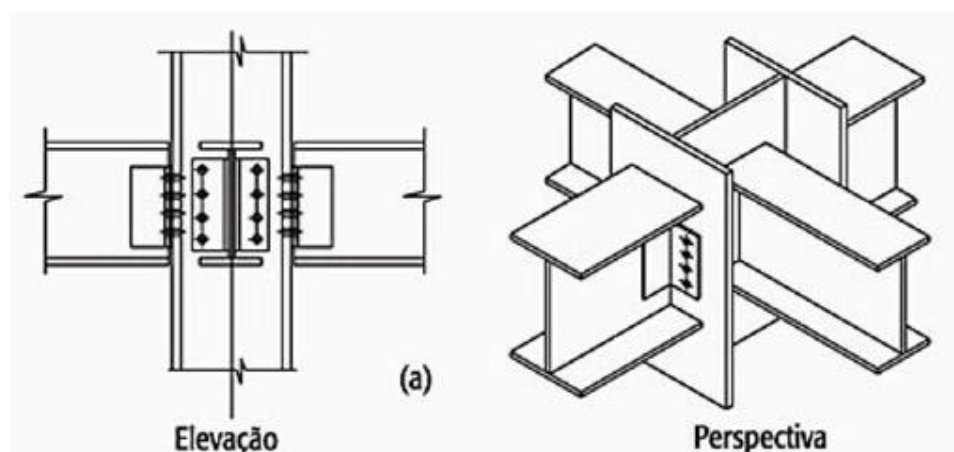
Fonte: adaptado de BELLEI (2008, p.134)

É importante ressaltar que, ao longo da torre, essas ligações estão posicionadas perpendicularmente às ligações rígidas nos mesmos pilares. Por isso, será necessário fazer um corte na mesa superior das vigas por causa dos diafragmas ao redor dos pilares. No entanto, no primeiro trecho desses pilares (projeção da torre no embasamento), há apenas ligações por cisalhamento, fazendo com que não seja necessária a adoção dos diafragmas nesse trecho de pilares e com que sejam dispensados os cortes no processo de fabricação, como na Figura 47.

5.6.2.3 Pilares de seção H – ligação flexível

Essas são as ligações viga-pilar mais repetidas ao longo da torre. Foram adotadas ligações flexíveis parafusadas com o auxílio de cantoneiras conectando as almas das vigas nas faces do pilar, como na Figura 48.

Figura 48 – Ligação rotulada de vigas com pilares H



Fonte: BELLEI (2008, p.134)

Essa solução foi escolhida por ser simples, econômica e de montagem rápida, além de ser uma solução usual, facilitando a posterior etapa de detalhamento.

5.6.2.4 Pilares de seção H – ligação rígida

Este caso de ligação está presente no encontro das vigas em balanço do embasamento com os pilares do eixo L e no encontro das vigas com os pilares de montagem. Ela deve ser executada de maneira parafusada, como na Figura 49 com a utilização de uma chapa de extremidade.

Figura 49 – Ligação rotulada de vigas com pilares H



Fonte: AISC, Teaching guide connections

5.6.3 Viga-parede de concreto

5.6.3.1 Vigas dos pórticos

As conexões entre as vigas dos pórticos e os núcleos rígidos foram feitas a partir de pilares de montagem. A ligação dessas vigas com os pilares de montagem deve ser feita como em 5.6.2.4, de maneira rígida. Deve ser verificada a aderência entre o perfil

metálico e o núcleo de concreto, podendo ser necessário inserir conectores de cisalhamento para melhorar essa propriedade.

Além dos benefícios de montagem, essa solução foi escolhida por proporcionar uma maior rigidez na ligação do que caso fossem utilizados apenas chumbadores.

5.6.3.2 Vigas internas do núcleo

As vigas internas do núcleo devem ser conectadas ao núcleo por meio de chumbadores, pois elas serão executadas após a cura das paredes de concreto.

5.6.4 Emenda de pilar

5.6.4.1 Seção H

Estas ligações devem ser executadas por meio de chapas de ligação e parafusos, emendando as mesas de um pilar com as mesas do outro e a alma de um pilar com a alma do outro.

As emendas de pilares devem ser posicionadas 0,5 m acima do nível do sistema de pisos mais próximo. Essa altura visa facilitar a execução e evitar a ocorrência de sobreposições entre ligações viga-pilar e emendas de pilares.

5.6.4.2 Seção circular

Neste caso, é recomendado que sejam executadas ligações com solda de topo por fins estéticos, afinal, essa ligação será visível nos pavimentos. Além disso, é necessário deixar armaduras em espera após a concretagem do pilar para respeitar os comprimentos de transpasse das barras.

5.6.5 Laje-núcleo rígido

Os esforços devido ao vento serão transmitidos para o núcleo rígido através das lajes. Para solidarizar ambos os elementos sem que a concretagem do núcleo ficasse dependente da concretagem das lajes, foram adotadas armaduras de espera.

Essas armaduras devem ser soldadas nas vigas de montagem do núcleo e dobradas como na Figura 50. Após a concretagem do núcleo, essas barras devem ser realinhadas e compor a ligação.

Figura 50 – Armadura de espera para ligação da laje com o núcleo



Fonte: divulgação Bedê engenharia estrutural

5.7 Geotecnia

As considerações acerca das fundações e contenções foram feitas a nível conceitual neste projeto, considerando que serão necessários projetos complementares específicos para efetivamente projetar e detalhar tais elementos a nível executivo.

Dessa forma, foi definida a concepção inicial dos sistemas, de modo garantir uma boa interface entre o projeto estrutural e suas definições de arquitetura e montagem com os projetos complementares.

5.7.1 Fundações

Neste projeto, foi previsto que a fundação seja executada a partir de um sistema de estacas solidarizadas a partir de um bloco de coroamento.

Para as estacas, é fortemente recomendado que seja utilizado o método de estaca hélice contínua devido aos seguintes fatores:

- a) Maior velocidade de execução, coerente com as vantagens da construção em aço que justificaram a adoção desse material no projeto estrutural;
- b) Menor emissão de ruídos, vantagem importante considerando que a obra terá como vizinhos diversos edifícios comerciais onde haverá grande ocupação ao longo do dia;
- c) Baixa produção de vibrações, reduzindo o risco de interferências negativas nas construções vizinhas, em especial ao metrô, que passa abaixo da Av. Paulista;
- d) Não demanda a utilização de lama bentonítica, reduzindo os potenciais prejuízos ambientais do empreendimento;

- e) Não demanda trabalhadores dentro das escavações, reduzindo os potenciais prejuízos sociais na forma de acidentes do trabalho;
- f) Possibilidade de atingir grandes profundidades, caso necessário;
- g) Grande extensão do canteiro, de modo que a limitação de espaços para o trânsito dos equipamentos não é um obstáculo;
- h) Escala da construção, de forma que o grande número de estacas a serem executadas diluem os custos de mobilização dos equipamentos, justificando-os.

5.7.2 Contenções

Neste projeto, foi previsto que as contenções do subsolo sejam feitas por meio de estacas prancha metálicas. Essa decisão foi tomada a partir da especificação no edital da competição e validada pela constatação de que é um método, se comparado às alternativas analisadas, mais rápido, padronizável e que dispensa o uso de lama bentonítica, sendo uma solução adequada à lógica da construção em aço e às outras decisões tomadas ao longo do projeto.

Quanto ao método construtivo, é recomendado que as estacas-prancha sejam cravadas com a utilização de um martelo vibratório em detrimento de um martelo hidráulico de impacto, de forma que sejam minimizadas as vibrações no solo e a poluição sonora do processo.

6 AÇÕES

Segundo a NBR 8800:2008, devem ser consideradas na análise estrutural todas as ações que possam ter efeitos significativos para a estrutura. A memória da determinação das ações consideradas na análise estrutural está apresentada a seguir.

6.1 Ações permanentes

Segundo a NBR 6120:2019, as ações permanentes são aquelas que atuam com valores praticamente constantes ou com pequena variação em torno de sua média durante a vida da edificação ou que aumentam com o tempo, tendendo a um valor-limite constante.

6.1.1 Peso próprio da estrutura

Segundo o item 5.2 da NBR 6120:2019, os valores de peso próprio da estrutura devem ser calculados com as dimensões nominais dos elementos e com o valor médio do peso específico do material considerado.

O peso próprio da estrutura foi considerado automaticamente a partir do programa *Robot Structural Analysis 2020 (RSA)* nas análises realizadas. Para isso, os elementos estruturais foram modelados com as propriedades geométricas dos perfis e com o peso específico dos materiais utilizados, como especificado nos itens 4.1 e 4.2.

Nas análises realizadas no programa *Ftool*, ou feitas de maneira manual, o peso próprio dos materiais foi calculado manualmente a partir das propriedades geométricas dos perfis e com o peso específico dos materiais utilizados, como especificado nos itens 4.1 e 4.2. Nesta determinação, não foi considerado o peso próprio das ligações.

Em especial, o peso próprio das lajes foi determinado de acordo com o catálogo do fabricante (METFORM, 2019) e está registrado na Tabela 14.

Tabela 14 – Peso próprio das lajes

Pavimento	Espessura da laje (mm)	Peso próprio (kN/m ²)
Pav. cobertura	100	1,89
Rooftop	140	2,83
Pav. residenciais	110	2,13
Pav. corporativos	120	2,36
Praça	100	1,89
Térreo	140	2,83
Subsolos	100	1,89

Fonte: autoral, jun. 2021

6.1.2 Sobrecarga permanente

A sobrecarga permanente é composta pelas ações advindas dos componentes de construção que necessariamente irão compor a edificação ao longo da maior parte de sua vida útil.

6.1.2.1 Vedações

- Divisórias internas variáveis:

Segundo o item 6.2 da NBR 6120:2019, as ações devido às paredes divisórias sem posição definida em projeto – visando a adaptabilidade da edificação – podem ser consideradas como uma carga uniformemente distribuída adicional à carga de uso e ocupação, portanto, foram determinadas em 6.2.1.

Esse recurso foi também utilizado nos pavimentos residenciais, apesar de existir um layout arquitetônico preliminar para eles, de forma a simplificar a análise ao utilizar uma carga distribuída em todo o pavimento.

- Guarda-corpo:

Os guarda-corpos do projeto foram considerados em vidro com 12 mm de espessura e altura de 1,3 m. Considerando o peso específico do vidro determinado em 4.3, esse carregamento foi determinado como 0,5 kN/m. No entanto, nas varandas residenciais, foi prevista a possibilidade de os moradores instalarem fechamento acima do guarda corpo. Por isso, nessas regiões, foi considerado um carregamento igual a 0,9 kN/m.

6.1.2.2 Fachadas

As fachadas do embasamento e as fachadas frontal e traseira da torre foram revestidas com painéis. As ações provenientes do peso desse material foram determinadas considerando o peso do material *texscreen* que compõe os painéis igual a 545 g/m² e a altura dos painéis como 2,6 m, resultando em uma ação de 1,5 kN/m distribuída ao longo das fachadas.

Já nas fachadas laterais da torre, foram previstos canteiros de plantas nos pavimentos corporativos. Os canteiros foram previstos com 40 cm de altura e 20 cm de profundidade. Dessa forma, considerando o peso específico do solo determinado no item 4.3, foi definida uma ação de 1,5 kN/m distribuída ao longo dessas fachadas.

6.1.2.3 Revestimento de pisos e forro

As ações devido ao revestimento nas lajes foram determinadas de acordo com a seguinte equação:

$$\sum e_i \times \gamma_{ap i}$$

onde:

e : Espessura da camada do revestimento (m)

γ_{ap} : Peso específico aparente do material (kN/m³)

Para a determinação dessas ações, os pisos foram divididos em sete regiões, com a composição em camadas representada na Tabela 15. Áreas de circulação ou de serviço foram consideradas como recebendo camadas de revestimento comuns ao pavimento.

O contrapiso foi considerado de maneira conservadora como constante, não sendo descontados os desníveis nas áreas molhadas. Com isso, foi possível desconsiderar a camada de impermeabilização nessas regiões.

Tabela 15 – Camadas de revestimento em lajes

Região	Material 1	e_1 (m)	Material 2	e_2 (m)
Cobertura	Argamassa (cimento e areia)	0,04	Impermeabilização	0,003
Pavimentos residenciais	Argamassa (cimento e areia)	0,04	Porcelanato	0,008
Pavimentos corporativos	Argamassa (cimento e areia)	0,04	Porcelanato	0,008
Marquise	Vidro	0,02	-	-
Praça	Solo orgânico	0,40	Impermeabilização	0,003
Térreo	Argamassa (cimento e areia)	0,04	Porcelanato	0,008
Subsolos	Argamassa (cimento e areia)	0,04	Impermeabilização	0,003

Fonte: autoral

Para a determinação das ações dos forros, foi considerado gesso em placas nos pavimentos destinados a escritórios, lojas e residências. Por isso, foram consideradas ações de 0,15 kN/m² (NBR 6120:2019, Tabela 8) nas lajes dos pavimentos destinados às residências, aos escritórios e à praça.

Na praça, existem espelhos d'água intercalados com o telhado verde. No entanto, de maneira conservadora, foi considerado o telhado verde em todo o pavimento.

Considerando os pesos específicos aparentes determinados em 4.3, foram definidas as cargas na Tabela 16.

Tabela 16 - Cargas dos revestimentos e forro em lajes

Região	Ação (kN/m²)
Cobertura	1,1
Pavimentos residenciais	1,2
Pavimentos corporativos	1,2
Marquise	0,5
Praça	7,4
Térreo	1,1
Subsolos	0,9

Fonte: autoral

6.1.2.4 Reservatórios de água

Os reservatórios de água foram posicionados dentro do núcleo rígido da edificação de forma a aproveitar as paredes de concreto como contenção lateral da água e de aproveitar o espaço vazio devido a descontinuidades dos elevadores corporativos.

O sistema foi dividido em 4 reservatórios localizados na torre: 2 superiores posicionados entre as elevações +144 m e +150 m, e 2 intermediários posicionados entre as elevações +93 m e +96 m, todos na projeção do hall dos elevadores corporativos. Essa divisão com reservatórios intermediários foi feita, entre outros motivos descritos no item 3.8, para reduzir o carregamento no topo do prédio e, conseqüentemente, o seu efeito na análise de segunda ordem da torre.

A determinação dessa ação foi feita considerando o peso específico da água e os volumes de cada reservatório, resultando em uma ação de 42 kN/m² aplicados nos 25,2 m² da projeção de cada caixa d'água superior na elevação +144 m e 17kN/m² aplicados nos 25,2m² da projeção de cada caixa d'água intermediária na elevação +93 m.

6.2 Ações variáveis

Segundo o item 3.9 da NBR 6120:2019, as ações variáveis são aquelas cujos valores, estabelecidos por consenso, apresentam variações significativas em torno de sua média durante a vida da edificação. Seus valores possuem de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável em um período de 50 anos (o que corresponde a um período médio de retorno de 174 a 117 anos, respectivamente). Em função da probabilidade de ocorrência durante a vida da edificação.

6.2.1 Cargas acidentais

6.2.1.1 Pavimentos residenciais

Segundo a Tabela 10 da NBR 6120:2019, a carga de uso e ocupação considerada em edifícios residenciais varia de acordo com o ambiente. O carregamento adotado consta na Tabela 17.

Tabela 17 – Carregamento de uso e ocupação para os pavimentos residenciais

Ambiente	Carregamento (kN/m ²)
Dormitórios, salas, cozinhas, copas, sanitários e corredores	1,5
Dispensa, lavanderia e área de serviço	2
Varandas	2,5
Corredores de uso comum	3

Fonte: autoral

Ao analisar o layout arquitetônico preliminar sugerido, os valores de sobrecargas preponderantes eram de 1,5 kN/m² ou 2 kN/m². No entanto, há um número considerável de áreas que demandariam 2,5 kN/m² e uma pequena região, próxima aos pilares em que precisaríamos considerar 3 kN/m². Por isso, de forma a utilizar um valor constante para todo o pavimento e simplificar a análise, foi considerado de maneira conservadora, porém equilibrada, o valor de 2,5 kN/m² para todo o pavimento.

Já o carregamento devido as vedações, foi determinado de acordo com a seguinte equação:

$$g_{ved.linear} = h \times \sum e_i \times \gamma_{ap\ i}$$

onde:

h : Altura da parede (m)

e : Espessura da camada do material (m)

γ_{ap} : Peso específico aparente do material (kN/m³)

Essas vedações foram previstas no projeto como construídas a partir de placas de EPS revestidas com argamassa. Foram consideradas duas camadas (uma em cada face) de 2,5 cm de argamassa (cimento e areia) e uma camada de 10 cm de EPS, referente ao painel central. Não foi considerada a influência de aberturas, instalações e da tela metálica.

Visando simplificação do projeto, a altura de todas as paredes foi, conservadoramente, considerada como constante e igual a altura do pé direito útil:

$$h_{\text{útil}} = \text{Dist}_{\text{pav}} - \text{esp}_{\text{laje}} = 3,0 \text{ m} - 0,1 \text{ m} = 2,9 \text{ m}$$

Considerando os pesos específicos aparentes determinados em 4.3 e aplicando a equação apresentada acima, foi possível determinar o carregamento da vedação:

$$q_{\text{ved}} = 3,0 \text{ kN/m}$$

Com isso, determinou-se, com o auxílio da Tabela 11 da NBR 6120:2019, o carregamento de 1,00 kN/m² a ser acrescido nos carregamentos de uso e ocupação dos pavimentos residenciais.

Dessa forma, determinou-se a carga de uso e ocupação total considerada para os pavimentos residenciais expressa na Tabela 18.

Tabela 18 – Resumo das cargas acidentais consideradas nos pavimentos residenciais.

Tipo da carga	Carregamento (kN/m²)
Carga de uso e ocupação	2,50
Divisórias internas sem posição definida em projeto	1,00
Total	3,50

Fonte: autoral

6.2.1.2 Pavimentos corporativos

Os pavimentos corporativos foram projetados sem divisórias internas fixas, com exceção das paredes dos banheiros. Essas divisórias serão definidas posteriormente pelos usuários do espaço e foram consideradas, de acordo com o item 6.2 da NBR 6120:2019, como um carregamento distribuído na laje.

Para a determinação desse carregamento, foram consideradas divisórias de *drywall* (composição: montantes metálicos, quatro chapas com 12,5 mm de espessura cada e isolamento acústico com lã de rocha ou lã de vidro com 50 mm de espessura), com uma altura de 2,90 m e 7 cm de espessura. De acordo com a Tabela 3 da NBR 6120:2019, o peso mínimo a ser considerado é de 0,5 kN/m². Considerando o pé direito útil, a carga linear calculada é de:

$$P_{\text{drywall}} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \times 2,9 \text{ m} = 1,45 \text{ kN/m}$$

Com isso, determinou-se, com o auxílio da Tabela 11 da NBR 6120:2019, o carregamento de 0,75 kN/m² a ser acrescido nos carregamentos de uso e ocupação dos escritórios⁷.

Por fim, seguindo as recomendações da Tabela 10 da NBR 6120:2019, foi possível determinar, de maneira conservadora, um carregamento distribuído de uso e ocupação de 3 kN/m² atuando em todo o pavimento comercial. A decisão de adotar este carregamento partiu da incerteza do uso desses pavimentos, de forma a não limitar seu uso. Destaca-se que não foi considerado o uso de regiões com arquivos deslizantes.

Dessa forma chegamos no carregamento accidental total considerada para os pavimentos comerciais expressa na Tabela 19.

Tabela 19 – Resumo das cargas accidentais consideradas nos pavimentos comerciais

Tipo da carga	Carregamento (kN/m²)
Carga de uso e ocupação	3,00
Divisórias internas sem posição definida em projeto	0,75
Total	3,75

Fonte: autoral

6.2.1.3 Térreo

Seguindo as recomendações da Tabela 10 da NBR 6120:2019, foi possível determinar um carregamento distribuído de uso e ocupação de 4 kN/m², equivalente a circulações e lojas em geral, atuando em todo o pavimento.

Foi acrescido 1 kN/m² ao carregamento variável desse pavimento devido às vedações do pavimento. Esse valor foi definido de maneira análoga ao apresentado no item 6.2.1.1.

A ação total considerada, portanto, foi de 5 kN/m².

6.2.1.4 Praça

Seguindo as recomendações da Tabela 10 da NBR 6120:2019, foi possível determinar um carregamento distribuído de uso e ocupação de 3 kN/m², equivalente a jardins ou ao uso comercial, atuando em todo o pavimento.

⁷ Caso o usuário deseje utilizar um tipo de divisória diferente do *drywall*, pode utilizá-la, desde que a alternativa possua peso próprio acabado inferior a 2,0 kN/m.

A essa solicitação foi acrescentado, de acordo com a mesma tabela, um esforço de 7,5 kN/m², equivalente aos mezaninos do pavimento inferior, resultando em uma solicitação de 10,5 kN/m². Vale destacar que a solicitação devido aos mezaninos não foi considerada para o dimensionamento das lajes, tendo em vista a consideração de que eles estejam apoiados diretamente nos pilares ou sejam executados pilares extras apoiados nas vigas da praça funcionando como tirantes – evitando, por exemplo, o efeito de flambagem nesses tirantes.

Este projeto, portanto, não cobre casos em que sejam feitos mezaninos apoiados nas lajes da praça ou em qualquer elemento do sistema de pisos do Térreo.

6.2.1.5 Subsolos

Considerando que o peso bruto total (PBT) dos veículos que transitarão na garagem não supere 30 kN e que sua velocidade não exceda 10 km/h, foram definidos os veículos como de categoria I.

Assim, de acordo com a tabela 13 da NBR 6120:2019, para a análise global da estrutura e para o dimensionamento dos seus componentes, foi considerada uma carga distribuída de 3 kN/m² na superfície da garagem em geral.

Além disso, existe uma região que, em um dos pavimentos da garagem, é destinada a uma subestação de energia elétrica e, no outro, a um depósito de material de construção. A ação considerada na região da subestação foi considerada igual a 10 kN/m² segundo a tabela 10 da NBR 6120:2019. Já na região do depósito, a mesma tabela recomenda adotar um carregamento de 7,5kN/m² limitando a altura de estocagem em 2,5 m. No entanto, por se tratar de material de construção e com intuito simplificar o dimensionamento mantendo apenas um caso de carregamento, foi considerada, de maneira conservadora, uma ação de 10 kN/m² em ambos os pavimentos.

6.2.1.6 Marquise

A marquise acima da praça foi considerada como sendo acessível apenas para inspeção. Com isso, o carregamento de uso e ocupação considerado foi de 0,5 kN/m², definido de acordo com o item 6.4 da NBR 6120:2019.

6.2.1.7 Pavimento Cobertura

Seguindo as recomendações da Tabela 10 da NBR 6120:2019, foi possível determinar um carregamento distribuído de uso e ocupação de 1,5 kN/m², equivalente a cobertura com acesso apenas para manutenção ou inspeção com placas de aquecimento ou solar. Como recomendado na observação “o” da mesma tabela, a esse valor foi acrescido 0,3 kN/m², equivalentes ao acúmulo de uma lâmina d’água de 3 cm. Resultando em um carregamento de 1,8 kN/m².

6.2.1.8 Casas de máquinas

Os elevadores foram considerados como possuindo velocidade superior a 1 m/s de forma que, a partir da Tabela 10 da NBR 6120:2019, foram consideradas as ações verticais nas casas de máquinas como sendo cargas uniformemente distribuídas sobre as projeções dos poços dos elevadores com o valor de 50 kN/m².

Esse carregamento foi aplicado nas seguintes regiões:

- a) Projeção dos elevadores de uso residencial no pavimento de cobertura;
- b) Projeção dos elevadores de uso comercial no 1º pavimento de uso residencial;
- c) Projeção dos elevadores do embasamento no topo do núcleo rígido.

6.2.1.9 Pavimento Rooftop

Seguindo as recomendações da Tabela 10 da NBR 6120:2019, foi possível determinar um carregamento distribuído de uso e ocupação de 3 kN/m², equivalente as áreas de uso comum do residencial. A esse valor foi acrescentado 1 kN/m² devido as vedações, tal qual feito em 6.2.1.1, resultando em 4 kN/m².

Além disso, segundo a mesma tabela foi determinado um carregamento distribuído de uso e ocupação de 4 kN/m², equivalente a sala de ar-condicionado, na região destinada ao sistema de refrigeração.

Por fim, foi prevista uma ação de 10 kN/m² na região destinada a subestação superior, tal qual no item 6.2.1.5.

6.2.2 Carga térmica

Seguindo as recomendações do item 4.7.3 da NBR 8800:2008, foi adotada uma variação de temperatura correspondente à 60% da diferença entre temperaturas médias máxima e mínima do local da obra. Portanto, como as temperaturas consideradas foram de 10°C e 40°C, a variação calculada foi de 18°C.

Este valor foi inserido no software que realizou a análise de cargas térmicas na estrutura.

6.2.3 Ação do vento

No caso de edifícios de múltiplos pavimentos, em especial com elevadas alturas como esse, os efeitos do vento são determinantes para o sucesso do projeto. Para este tipo de edificação, o mais adequado é realizar estudos com túnel de vento para viabilizar a estrutura.

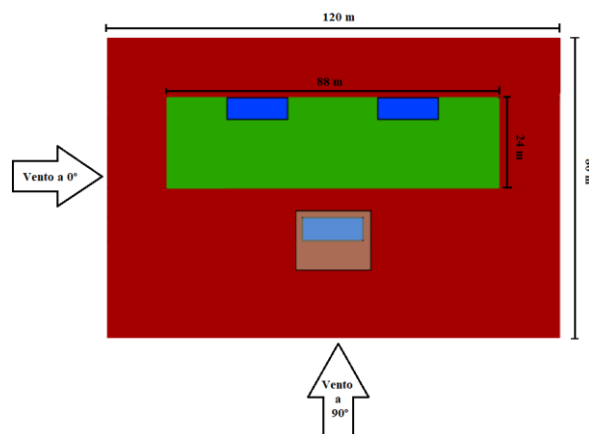
Nesta seção ficam registradas as considerações a respeito da ação do vento na edificação, como o cálculo da pressão dinâmica, dos coeficientes e das forças de arrasto, além da resposta dinâmica na direção do vento, determinadas a partir da NBR 6123:1988.

6.2.3.1 Considerações Iniciais

Para os cálculos da carga do vento, seguem algumas considerações na análise seu comportamento:

- Para análise preliminar, foi realizado o cálculo considerando o comportamento quase-estático da estrutura. Os dados utilizados no modelo computacional foram obtidos na análise dinâmica do vento, que viabilizou aplicar as forças do vento estaticamente no modelo de forma a considerar os efeitos dinâmicos;
- Embasamento com dimensões 120 m x 80 m e elevação de 0000 mm a 6000 mm;
- Torre com dimensões 88 m x 24 m e elevação de 6000 mm a 147000 mm;
- Dois ângulos de incidência do vento: vento incidente na fachada menor, com $\alpha = 0^\circ$ (que foi considerado como Vento X) e o vento incidente na fachada maior, com $\alpha = 90^\circ$ (que foi considerado como Vento Y);
- A caixa d'água (elevação 147000 mm a 150000 mm) e a parte exposta do núcleo de circulação vertical menor na praça (elevação 6000 mm a 10500mm) foram desprezados nos cálculos do vento.

Figura 51 – Imagem representativa dos ângulos de incidência (α) do vento



Fonte: autoral

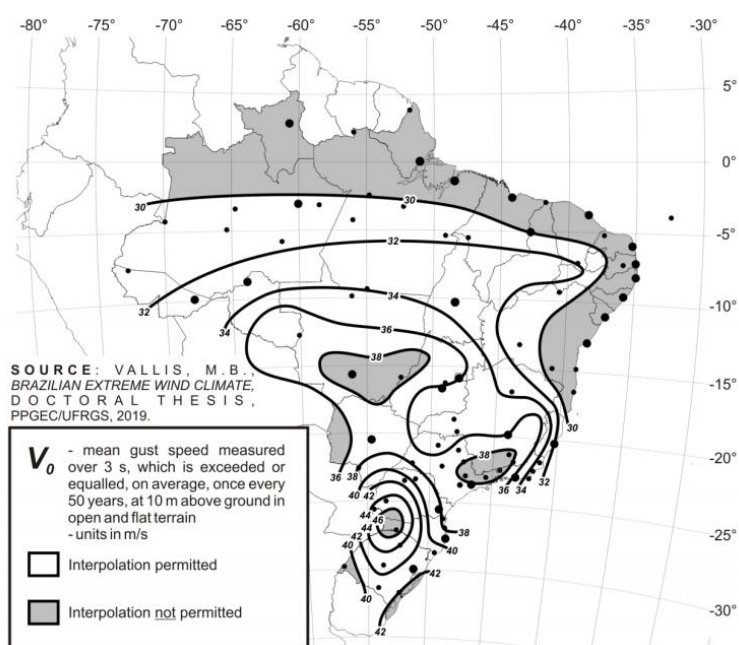
6.2.3.2 Pressão dinâmica

A pressão dinâmica foi obtida de acordo com a NBR 6123:1988, que considera a localização da obra, suas dimensões e uso, além da topografia e rugosidade do terreno no cálculo da velocidade característica.

Para isso, foi necessário identificar o valor da velocidade básica do vento V_0 , determinada com o auxílio da isopleta apresentada na Figura 1 da NBR 6123:1988.

Nota-se que a velocidade básica do vento V_0 na região de São Paulo varia de 35 m/s a 45 m/s. Portanto, foram estudadas as propostas da revisão da NBR 6123:1988 com um novo mapa de isopletas, apresentado na Figura 52, e foi considerada a velocidade básica do vento de 38 m/s, valor também dentro do intervalo dado na edição a ser atualizada.

Figura 52 – Mapa de isopletas proposto na revisão da NBR 6123:1988



Fonte: VALLIS, M. B. (2019)

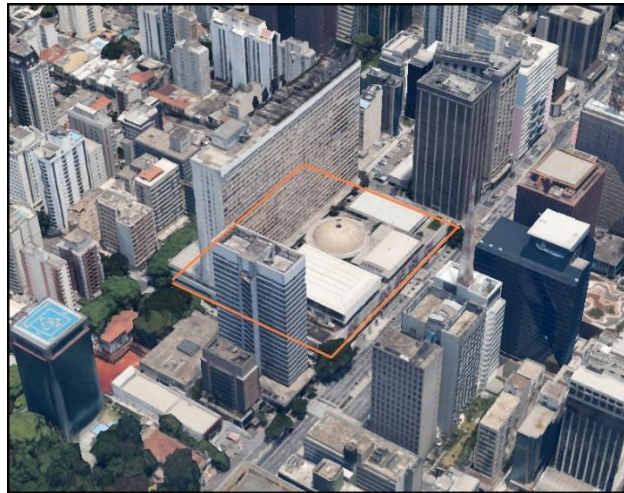
Para definir os fatores S_1 , S_2 e S_3 , foram observadas as imagens disponíveis no Google Earth, também dispostas na Figura 53, sendo possível identificar as características do terreno necessárias para determinar os valores desses fatores.

S_1 é o fator topográfico determinado a partir das condições do relevo do terreno, determinado no item 5.2 da NBR 6123:1988. Ao analisar a superfície da região, o relevo foi considerado como sendo plano/fracamente acidentado e, por isso, $S_1 = 1,0$.

S_2 , por sua vez, é o fator que leva em consideração a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno, determinado no item 5.3 da NBR 6123:1988.

Quanto a rugosidade, como trata-se da Avenida Paulista, uma das principais avenidas do Brasil, enquadra-se na definição de terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados (centro de grandes cidades). Logo, foi considerada como categoria V.

Figura 53 – Imagem de satélite da região do terreno do projeto



Fonte: Google Earth

Em relação às dimensões da edificação, a maior delas no embasamento é de 120 m na horizontal enquanto que na torre é de 147 m na vertical, considerando a elevação em relação nível do solo. Uma vez que ambas são maiores que 80 m, deve-se determinar o intervalo de tempo (t) a usar na obtenção da velocidade média do vento que incide na edificação, conforme definido no item A.2 do Anexo A da NBR 6123:1988, por método iterativo. Conservadoramente, os parâmetros obtidos no processo iterativo do cálculo de S_2 foram utilizados para o cálculo do S_2 do embasamento.

Já em relação à altura sobre o terreno, foi considerada a realização de um cálculo refinado. Portanto, S_2 foi calculado de acordo com a elevação correspondente ao topo de cada pavimento. Assim, a pressão dinâmica calculada também foi correspondente a do ponto mais alto de cada pavimento.

Usando as fórmulas apresentadas no Anexo A da NBR 6123:1988, realizou-se o processo iterativo para definir os valores dos parâmetros meteorológicos b , p e $F_{r,II}$ (fator de rajada sempre correspondente à categoria II).

$$S_2 = b \cdot F_{r,II} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p ; t = \frac{7,5 \cdot L}{v_t(h)}$$

onde:

- h : Altura da edificação;
- z : Cota acima do terreno. No processo iterativo, é utilizada a elevação do topo da edificação. Portanto, $z_{\text{torre}} = 147$ m e, conservadoramente, $z_{\text{embasamento}} = z_{\text{torre}}$;
- L : Altura ou largura da superfície frontal da edificação ou parte de edificação em es tudo, adotando-se o maior dos dois valores. Ou seja, para cada parte da edificação haveria um valor específico. Foi considerado que $L_{\text{torre}} = 147$ m e, conservadora mente, $L_{\text{embasamento}} = L_{\text{torre}}$.

$V_t(h)$: Velocidade média do vento sobre t segundos no topo da edificação. Calculado como $V_t(h) = S_1 \cdot S_2 \cdot V_0$

O processo iterativo teve como critério de parada a convergência dos parâmetros b , p e $F_{r,II}$, ou seja, até que a iteração i obtivesse os mesmos parâmetros que a iteração $i-1$ obteve. Foi seguida a ordem:

- t_i calculado com L constante, $V_{t_1}(h) = V_0$ e $V_{t_{i+1}}(h) = V_{t_i}(h)$;
- b_i , p_i e $F_{r,IIi}$ calculados por meio de interpolação linear com os valores da Tabela 21 contida no Anexo A da NBR 6123:1988;
- S_{2i} calculado com z constante ($z = 147$ m) e os parâmetros b_i , p_i e $F_{r,IIi}$;
- $V_{t_1}(h)$ calculado com S_1 , V_0 constantes ($S_1 = 1$ e $V_0 = 38$ m/s) e S_{2i} .

Tabela 20 – Processo iterativo para convergir valores de b , p e $F_{r,II}$ da torre

Iteração (i)	t (s)	b	p	$F_{r,II}$	S_2	$V_t(h)$ (m/s)
1	29,013	0,672	0,204	0,873	1,014	38,521
2	28,620	0,673	0,203	0,874	1,015	38,557
3	28,594	0,673	0,203	0,874	1,015	38,560

Fonte: autoral

Tabela 21 - Valores de b , p e $F_{r,II}$ da torre convergidos

Parâmetros b , p e $F_{r,II}$	
b	0,673
p	0,203
$F_{r,II}$	0,874

Fonte: autoral

Após essa etapa, o fator S_2 foi calculado de acordo com a altura z (m) e com os parâmetros convergidos, conforme já citado.

S_3 por sua vez, é o fator estatístico relacionado com a segurança requerida e a vida útil da edificação, por se tratar de um edifício de múltiplos pavimentos de uso misto (residencial e comercial) com alto fator de ocupação, foi considerado $S_3 = 1,0$.

Assim, é possível determinar V_k (velocidade característica) para cada altura, a partir do item 4.2 da NBR 6123:1988, que descreve a fórmula:

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

Por fim, como definido no item 2.2 da NBR 6123:1988, a pressão dinâmica q do vento, correspondente à velocidade característica V_k é:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

6.2.3.3 Coeficientes de arrasto

Conforme a definição do item 6.3 da NBR 6123:1988, os coeficientes de arrasto calculados na presente seção foram aplicados em um corpo de seção constante.

Para definir os coeficientes de arrasto, foi necessário categorizar a configuração do vento na edificação quanto à sua turbulência. De acordo com o item 6.5.3 da NBR 6123:1988, a edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças. Portanto, como foi considerado que a edificação possui altura superior a duas vezes a altura média do entorno, o vento foi tido como de baixa turbulência.

Uma vez definida a configuração do vento, foi possível obter os valores dos coeficientes de arrasto C_a para cada um dos dois ângulos de incidência do vento sobre o edifício (C_x para o Vento X e C_y para o Vento Y), usou-se o ábaco da Figura 4 da NBR 6123:1988.

Tabela 22 – Dimensões do embasamento consideradas no ábaco

Ângulo de Incidência	l_1	l_2
Vento X	80 m	120 m
Vento Y	120 m	80 m

Fonte: autoral

Tabela 23 - Dimensões da torre consideradas no ábaco

Ângulo de Incidência	l_1	l_2
Vento X	24 m	88 m
Vento Y	88 m	24 m

Fonte: autoral

Tabela 24 - Coeficiente de arrasto para a estrutura da torre

Estrutura	Ângulo de Incidência α	l_1/l_2	h/l_1	C_a
Torre	Vento X	0,27	6,13	$C_x = 0,8$
	Vento Y	3,67	1,67	$C_y = 1,4$
Embasa- mento	Vento X	0,67	0,08	$C_x = 0,8$
	Vento Y	1,5	0,05	$C_y = 1,4$

Fonte: autoral

Como a razão h/l_1 para a estrutura do embasamento resulta em um valor muito pequeno, o coeficiente de arrasto resultaria em uma força de arrasto consideravelmente pequena. Para que a força incidente do vento na elevação 6000 mm não fosse desprezada

no modelo, foi considerado para o embasamento, conservadoramente, o mesmo coeficiente de arrasto que o encontrado para a estrutura da torre.

6.2.3.4 Forças de arrasto

Para uma edificação exposta ao vento, a força de arrasto do vento F_a , associada a pressão dinâmica de cada andar e ao ângulo de incidência do vento pela seguinte equação:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

onde:

- q : pressão dinâmica do vento;
- C_a : coeficiente de arrasto (C_x ou C_y);
- A_e : área frontal efetiva = $l_e \cdot h_e$;
- l_e : largura frontal efetiva (l_1 para cada ângulo de incidência);
- h_e ⁸: altura frontal efetiva.

Entretanto, para obter a carga do vento linearmente distribuída para o topo de cada pavimento, utilizou-se a seguinte expressão:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot h_e$$

Assim, obteve-se os valores das cargas do vento estático. As forças que incidem na fachada menor ($\alpha = 0^\circ$) foram chamadas de F_x e as que incidem na fachada maior ($\alpha = 90^\circ$) foram chamadas de F_y .

Tabela 25 – Forças do Vento em kN/m para cada fachada

Elevação (mm)	z (m)	S_2	V_k (m/s)	q (N/m ²)	F_x (kN/m)	F_y (kN/m)
0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
6000	6	0,530	20,147	248,810	1,194	2,090
9000	9	0,576	21,874	293,316	1,056	1,848
12000	12	0,610	23,190	329,643	0,791	1,385
15000	15	0,639	24,264	360,891	0,866	1,516
18000	18	0,663	25,178	388,609	0,933	1,632
21000	21	0,684	25,978	413,699	0,993	1,738

⁸ Para $z = 6$ m, foi considerado $h_e = 6$ m, uma vez que recebe influência dos ventos de 0 a 6 m. Para $z = 9$ m, $h_e = 4,5$ m, pois recebe influência dos ventos de 6 a 10,5 m. Para $z = 147$ m, $h_e = 1,5$ m, pois recebe influência dos ventos de 145,5 a 147 m.

24000	24	0,702	26,692	436,738	1,048	1,834
27000	27	0,719	27,338	458,122	1,099	1,924
30000	30	0,735	27,928	478,137	1,148	2,008
33000	33	0,749	28,474	496,995	1,193	2,087
36000	36	0,763	28,981	514,860	1,236	2,162
39000	39	0,775	29,456	531,861	1,276	2,234
42000	42	0,787	29,902	548,101	1,315	2,302
45000	45	0,798	30,324	563,665	1,353	2,367
48000	48	0,809	30,723	578,625	1,389	2,430
51000	51	0,819	31,104	593,039	1,423	2,491
54000	54	0,828	31,467	606,957	1,457	2,549
57000	57	0,837	31,814	620,423	1,489	2,606
60000	60	0,846	32,147	633,474	1,520	2,661
63000	63	0,854	32,466	646,144	1,551	2,714
66000	66	0,862	32,774	658,459	1,580	2,766
69000	69	0,870	33,071	670,446	1,609	2,816
72000	72	0,878	33,358	682,128	1,637	2,865
75000	75	0,885	33,636	693,523	1,664	2,913
78000	78	0,892	33,904	704,651	1,691	2,960
81000	81	0,899	34,165	715,528	1,717	3,005
84000	84	0,906	34,418	726,167	1,743	3,050
87000	87	0,912	34,664	736,584	1,768	3,094
90000	90	0,919	34,903	746,789	1,792	3,137
93000	93	0,925	35,136	756,793	1,816	3,179
96000	96	0,931	35,364	766,608	1,840	3,220
99000	99	0,936	35,585	776,242	1,863	3,260
102000	102	0,942	35,801	785,705	1,886	3,300
105000	105	0,948	36,013	795,003	1,908	3,339
108000	108	0,953	36,219	804,145	1,930	3,377
111000	111	0,958	36,421	813,137	1,952	3,415
114000	114	0,964	36,619	821,986	1,973	3,452
117000	117	0,969	36,812	830,697	1,994	3,489
120000	120	0,974	37,002	839,277	2,014	3,525
123000	123	0,979	37,188	847,731	2,035	3,560
126000	126	0,983	37,370	856,062	2,055	3,595
129000	129	0,988	37,549	864,277	2,074	3,630
132000	132	0,993	37,724	872,379	2,094	3,664
135000	135	0,997	37,897	880,372	2,113	3,698
138000	138	1,002	38,066	888,261	2,132	3,731
141000	141	1,006	38,233	896,048	2,151	3,763
144000	144	1,010	38,396	903,737	2,169	3,796
147000	147	1,015	39,126	938,390	1,094	1,914

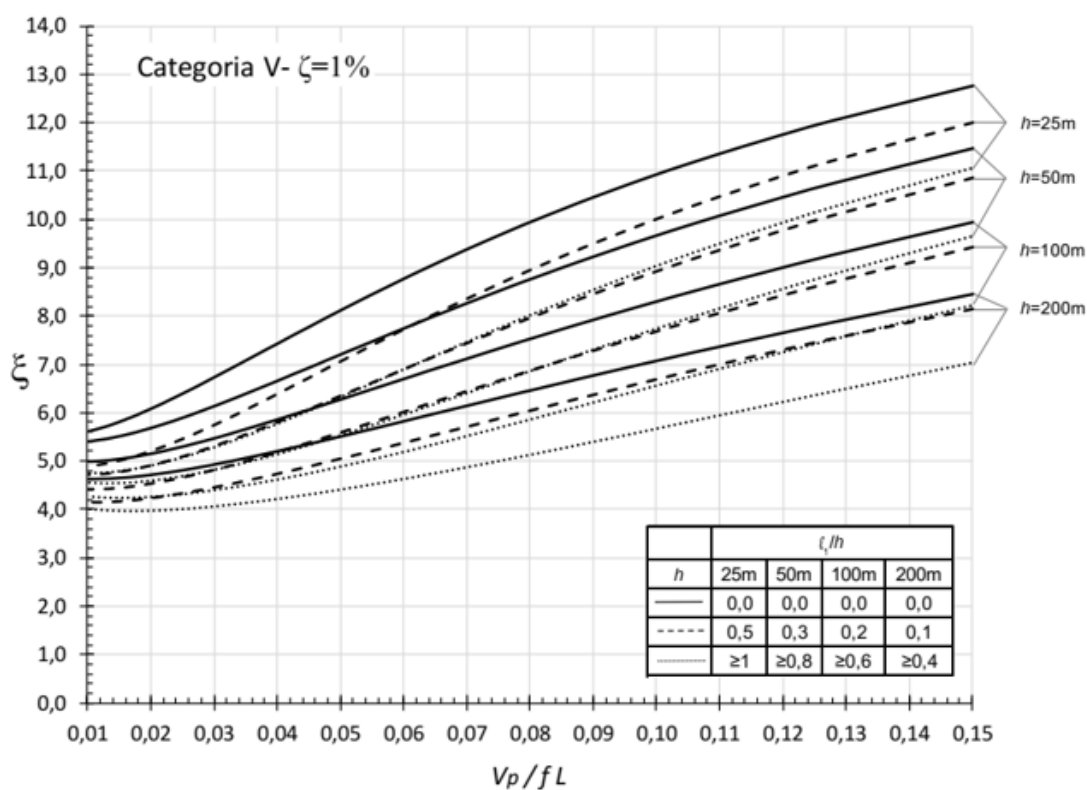
Fonte: Autoral

6.2.3.5 Análise dinâmica para ação do vento na direção y

A análise de vibração livre realizada por meio do modelo numérico elaborado no programa RSA 2020 forneceu valor de frequência natural para flexão lateral na direção Y igual a 0,15 Hz, menor do que 1 Hz. Sendo assim, foi necessário realizar análise dinâmica para efeitos de turbulência do vento incidente. Outros modos com frequências abaixo de 1Hz foram também identificados, cujas contribuições no comportamento dinâmico serão menores do que do modo fundamental.

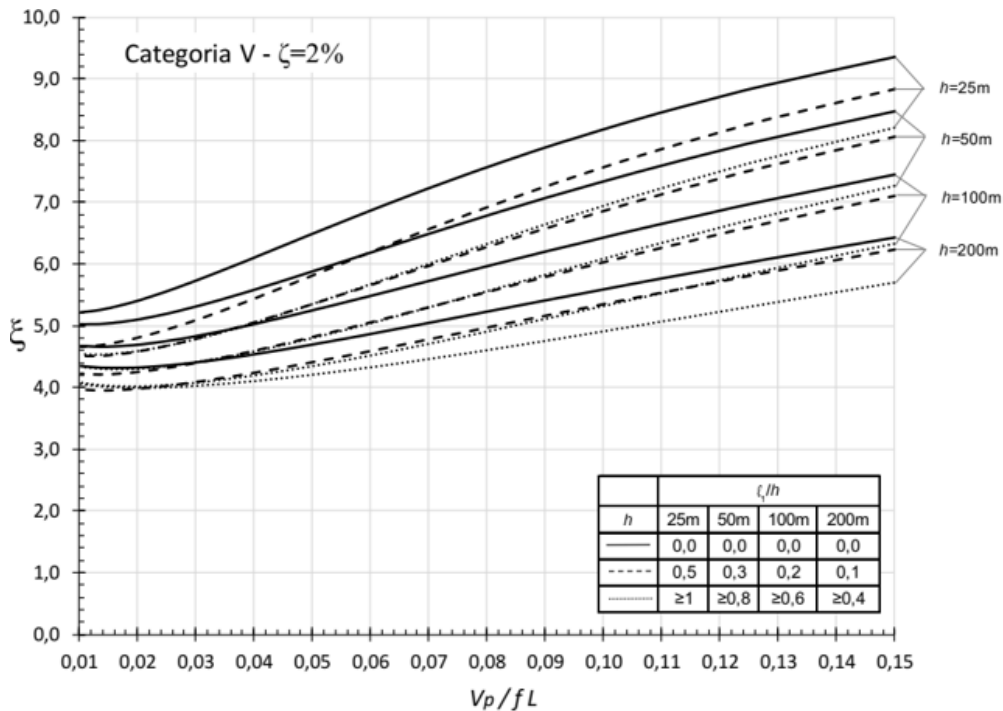
Para calcular a força de vento já incluindo os efeitos dinâmicos devidos à turbulência do vento utiliza-se o modelo simplificado da NBR 6123:2021, que compõe o capítulo 9 desta norma. A versão revisada deste capítulo foi aprovada pela Comissão da ABNT na última reunião dia 26 de maio de 2021 e será aqui utilizada com o uso dos ábacos referentes ao terreno de categoria V, reproduzidos na Figura 54 e na Figura 55. O procedimento de cálculo não foi modificado em relação à norma vigente, apenas os ábacos. Isto porque ficou demonstrado (Algaba, Pfeil & Battista, 2016; Santos, Algaba & Pfeil, 2018) que os resultados fornecidos pelos ábacos da versão vigente não são consistentes com resultados experimentais e de outras normas de projeto).

Figura 54 – Fator dinâmico para terreno de categoria V e fator de amortecimento $\xi = 1\%$



Fonte: Projeto NBR 6123:2021

Figura 55 – Fator dinâmico para terreno de categoria V e fator de amortecimento $\xi = 2\%$



Fonte: Projeto NBR 6123:2021

Utiliza-se o modelo simplificado o qual é aplicável somente ao modo fundamental de vibração e é válido para estruturas com massa distribuída uniformemente ao longo da altura.

Toma-se $V_0=38\text{m/s}$ em terreno de categoria V. Em se tratando de estrutura com rigidez lateral dada essencialmente pelo núcleo rígido em concreto armado com contribuição de estrutura aporticada em aço, toma-se 1º modo de vibração em flexão lateral com forma modal $(z/h)^\gamma$, com expoente igual a 1,6. A taxa de amortecimento ζ tomada igual a 0,02 considerando a composição de materiais componentes do sistema responsável pela rigidez lateral.

Dados adotados para o vento:

- a) $V_0 = 38 \text{ m/s}$;
- b) Terreno de categoria V;
- c) Velocidade de projeto $V_p = 0,69 \times 38 = 26,2 \text{ m/s}$.

A pressão de vento ao longo da altura foi calculada com a equação do item 9.3.2 sendo o fator dinâmico ξ obtido dos ábacos por meio de interpolação tanto em relação à altura do edifício quanto à taxa de amortecimento. Para uso dos ábacos l_1 é igual à largura da face frontal de exposição ao vento (88 m). O valor de ξ obtido é igual a 3,2.

O procedimento fornece as forças ao longo da altura, a serem aplicadas estaticamente ao modelo da estrutura, de tal modo a se reproduzir os deslocamentos obtidos pela análise dinâmica. Os esforços resultantes da análise estática sob ação destas forças podem ser considerados de forma aproximada para o projeto da estrutura.

Tabela 26 – Forças do vento considerando efeitos dinâmicos na direção y

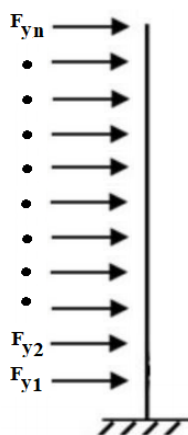
Elevação (mm)	z(m)	$(z/z_r)^{2p}$	$(h/z_r)^p \cdot (z/h)^g$	$(1+2g)/(1+g+p)$ *x	q (N/m ²)	Fy Distribuída (kN/m)
0	0	0	0	0	0	0
6000	6	0,729	0,0138	4,62	83,46	0,701
9000	9	0,937	0,0264	4,62	111,52	0,703
12000	12	1,120	0,0418	4,62	138,29	0,581
15000	15	1,286	0,0597	4,62	164,52	0,691
18000	18	1,440	0,0799	4,62	190,57	0,800
21000	21	1,584	0,1023	4,62	216,65	0,910
24000	24	1,721	0,1266	4,62	242,91	1,020
27000	27	1,851	0,1529	4,62	269,42	1,132
30000	30	1,976	0,1809	4,62	296,25	1,244
33000	33	2,096	0,2108	4,62	323,43	1,358
36000	36	2,213	0,2422	4,62	350,99	1,474
39000	39	2,325	0,2753	4,62	378,96	1,592
42000	42	2,435	0,3100	4,62	407,34	1,711
45000	45	2,541	0,3462	4,62	436,16	1,832
48000	48	2,645	0,3838	4,62	465,41	1,955
51000	51	2,746	0,4229	4,62	495,11	2,079
54000	54	2,845	0,4634	4,62	525,25	2,206
57000	57	2,942	0,5053	4,62	555,85	2,335
60000	60	3,037	0,5485	4,62	586,89	2,465
63000	63	3,130	0,5931	4,62	618,39	2,597
66000	66	3,222	0,6389	4,62	650,34	2,731
69000	69	3,312	0,6860	4,62	682,75	2,868
72000	72	3,401	0,7343	4,62	715,60	3,006
75000	75	3,488	0,7839	4,62	748,90	3,145
78000	78	3,574	0,8347	4,62	782,65	3,287
81000	81	3,658	0,8866	4,62	816,84	3,431
84000	84	3,742	0,9397	4,62	851,48	3,576
87000	87	3,824	0,9940	4,62	886,56	3,724
90000	90	3,905	1,0494	4,62	922,08	3,873
93000	93	3,985	1,1059	4,62	958,03	4,024
96000	96	4,065	1,1636	4,62	994,42	4,177
99000	99	4,143	1,2223	4,62	1031,25	4,331
102000	102	4,220	1,2821	4,62	1068,50	4,488
105000	105	4,297	1,3430	4,62	1106,18	4,646

108000	108	4,372	1,4049	4,62	1144,28	4,806
111000	111	4,447	1,4678	4,62	1182,81	4,968
114000	114	4,521	1,5318	4,62	1221,76	5,131
117000	117	4,595	1,5968	4,62	1261,12	5,297
120000	120	4,668	1,6628	4,62	1300,90	5,464
123000	123	4,740	1,7299	4,62	1341,10	5,633
126000	126	4,811	1,7979	4,62	1381,70	5,803
129000	129	4,882	1,8668	4,62	1422,72	5,975
132000	132	4,952	1,9368	4,62	1464,14	6,149
135000	135	5,021	2,0077	4,62	1505,96	6,325
138000	138	5,090	2,0795	4,62	1548,18	6,502
141000	141	5,158	2,1523	4,62	1590,81	6,681
144000	144	5,226	2,2261	4,62	1633,83	6,862
147000	147	5,293	2,3007	4,62	1677,24	3,522

Fonte: Autoral

Com objetivo de comparação, os momentos fletores causados pelas forças nodais causadas pelo vento Y foram comparadas com e sem efeitos dinâmicos.

Figura 56 – Representação simplificada da atuação do vento



Fonte: autoral

Tabela 27 – Momento fletor na base causado pelas forças do vento Y (kN.m)

Sem efeitos dinâmicos	1.009.385,76
Com efeitos dinâmicos	1.395.266,23

Fonte: autoral

Os dados apresentam 38,23% de diferença, o que demonstra a importância de se considerar os efeitos dinâmicos causados pelo vento na estrutura.

Na Tabela 26, a coluna com os valores das forças distribuídas do vento em Y foi utilizada como referência ao introduzir as cargas do vento no modelo computacional.

7 COMBINAÇÕES

Conforme a NBR 8800:2008, um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre a estrutura durante um período preestabelecido. A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura e a verificação dos estados limites últimos e dos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço.

7.1 Estados limites últimos

De acordo com a NBR 8800:2008, as combinações últimas podem ser classificadas em normal, especial ou de construção e excepcional. No presente projeto, foi adotada a combinação última normal, pois configura-se como uma edificação que não está sujeita a carregamentos excepcionais, como sismos, e não foi demandada a verificação de estágios construtivos. Dessa forma, em cada combinação devem ser incluídas as ações permanentes e a ação variável principal com seus valores característicos, enquanto as demais ações variáveis (secundárias) são utilizadas com seus valores reduzidos de combinação.

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

onde:

$F_{Gi,k}$: valores característicos das ações permanentes

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável tomada como principal para a combinação

$F_{Qj,k}$: valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal

$\gamma_{gi}, \gamma_{g1}, \gamma_{gj}$: coeficientes de ponderação da Tabela 1 da NBR 8681:2004

Ψ_{0j} : fatores de combinação e redução da Tabela 6 da NBR 8681:2004

Conforme a Tabela 2 da NBR 8800:2008, o fator de combinação Ψ_0 para ações variáveis causadas pelo uso e ocupação assume três possíveis valores. Nesse sentido, considerou-se que “não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas” (NBR 8800:2008, p.19) nos pavimentos residenciais, sendo adotado $\Psi_0 = 0,5$. Nos pavimentos comerciais, considerou-se que há predominância desse tipo de carga, adotando-se $\Psi_0 = 0,7$ e, por fim, o fator de combinação adotado para a garagem é $\Psi_0 = 0,8$.

Na Tabela 28, na Tabela 29 e na Tabela 30 constam os coeficientes utilizados para cada combinação verificada. As cargas consideradas principais em cada combinação estão grifadas em negrito. Combinações referentes a pavimentos residenciais, comerciais e à garagem foram denominadas RES, COM e GAR, respectivamente.

Tabela 28 – Coeficientes ELU combinações normais para pavimentos residenciais

Tipos de ações	ELU N RES 1		ELU N RES 2		ELU N RES 3		ELU N RES 4		ELU N RES 5	
	γ	Ψ	Γ	Ψ	γ	Ψ	γ	Ψ	γ	Ψ
Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	-	1,25	-	1,00	-	1,25	-	1,00	-
Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,3	-	1,3	-	1,00	-	1,3	-	1,00	-
Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes*	1,35	-	1,35	-	1,00	-	1,35	-	1,00	-
Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco**	1,4	-	1,4	-	1,00	-	1,4	-	1,00	-
Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos***	1,5	-	1,5	-	1,00	-	1,5	-	1,00	-
Ações permanentes										
Efeito da temperatura	1,2	0,6	1,2	0,6	1,2	0,6	1,2	-	1,2	-
Ação do vento	1,4	0,6	1,4	-	1,4	-	1,4	0,6	1,4	0,6
Ações variáveis										
Carga acidental, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	1,5	-	1,5	0,5	1,5	0	1,5	0,5	1,5	0

*Exemplos: fachadas e gesso acartonado.

**Paredes de EPS.

***Exemplo: contrapiso.

Fonte: autoral

Tabela 29 – Coeficientes ELU combinações normais para pavimentos comerciais

Tipos de ações	ELU N COM 1		ELU N COM 2		ELU N COM 3		ELU N COM 4		ELU N COM 5		
	γ	Ψ	γ	Ψ	γ	Ψ	γ	Ψ	γ	Ψ	
Ações permanentes	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	-	1,25	-	1,00	-	1,25	-	1,00	-
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,3	-	1,3	-	1,00	-	1,3	-	1,00	-
	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes*	1,35	-	1,35	-	1,00	-	1,35	-	1,00	-
	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco**	1,4	-	1,4	-	1,00	-	1,4	-	1,00	-
	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos***	1,5	-	1,5	-	1,00	-	1,5	-	1,00	-
Ações variáveis	Efeito da temperatura	1,2	0,6	1,2	0,6	1,2	0,6	1,2	-	1,2	-
	Ação do vento	1,4	0,6	1,4	-	1,4	-	1,4	0,6	1,4	0,6
	Carga acidental, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	1,5	-	1,5	0,7	1,5	0	1,5	0,7	1,5	0

*Exemplos: fachadas e gesso acartonado.

**Paredes de EPS.

***Exemplo: contrapiso.

Fonte: autoral

Tabela 30 – Coeficientes ELU combinações normais para a garagem

Tipos de ações	ELU N GAR 1		ELU N GAR 2		ELU N GAR 3		ELU N GAR 4		ELU N GAR 5	
	γ	Ψ	Γ	Ψ	γ	Ψ	γ	Ψ	γ	Ψ
	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	-	1,25	-	1,00	-	1,25	-	1,00
Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	-	1,30	-	1,00	-	1,30	-	1,00	-
Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes*	1,35	-	1,35	-	1,00	-	1,35	-	1,00	-
Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco**	1,40	-	1,40	-	1,00	-	1,40	-	1,00	-
Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos***	1,50	-	1,50	-	1,00	-	1,50	-	1,00	-
Efeito da temperatura	1,20	0,60	1,20	0,60	1,20	0,60	1,20	-	1,20	-
Ação do vento	1,40	0,60	1,40	-	1,40	-	1,40	0,60	1,40	0,60
Carga acidental, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	1,50	-	1,50	0,80	1,50	0,00	1,50	0,80	1,50	0,00

*Exemplos: fachadas e gesso acartonado.

Paredes de EPS. *Exemplo: contrapiso.

Fonte: autoral

7.2 Estados limites de serviço

As combinações de serviço são feitas de acordo com a permanência das solicitações nas estruturas. Foram consideradas as combinações quase permanentes de serviço e as combinações frequentes de serviço.

7.2.1 Combinações quase permanentes de serviço

As combinações quase permanentes de serviço são as combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período (NBR 8800:2008, p.21). São utilizadas para os efeitos de longa duração e para aparência, sendo este termo referente, neste contexto, a “deslocamentos excessivos que não provoquem danos a outros componentes da construção” (NBR 8800:2008, p.21). Vale ressaltar que, nestas combinações, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$.

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

onde:

F_{ser} : valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

$F_{Gi,k}$: valores característicos das ações permanentes;

$F_{Qj,k}$: valores característicos das ações variáveis para a combinação;

Ψ_{2j} : fatores de redução de combinação quase permanente para ELS.

Desta vez, o fator de redução Ψ_2 das ações variáveis causadas pelo uso e ocupação assume três possíveis valores de acordo com Tabela 2 da NBR 8800:2008, tendo sido adotados valores diferentes para os pavimentos residenciais, comerciais e para a garagem, como determina a Tabela 31.

Tabela 31 – Coeficientes ELS quase permanente

	Tipos de ações	ELS QP RES		ELS QP COM		ELS QP GAR	
		Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2
		Ações perma-	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 in loco**	-	-	-	-	-	-
	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos***	-	-	-	-	-	-
Ações variáveis	Efeito da temperatura	-	0,30	-	0,30	-	0,30
	Ação do vento	-	0,00	-	0,00	-	0,00
	Carga acidental, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	-	0,30	-	0,40	-	0,60

*Exemplos: fachadas e gesso acartonado.

**Paredes de EPS.

***Exemplo: contrapiso.

Fonte: autoral

7.2.2 Combinações frequentes de serviço

As combinações frequentes de serviço são as combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura e “são utilizadas para os estados-limites reversíveis, isto é, que não causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, incluindo os relacionados ao conforto dos usuários e ao funcionamento de equipamentos [...]” (NBR 8800:2008, p.21).

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

onde:

F_{ser} : valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

$F_{Gi,k}$: valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$: valores característicos das demais ações variáveis para a combinação;

Ψ_1 : fatores de redução de combinação permanente ELS;

Ψ_{2j} : fatores de redução de combinação quase permanente para ELS.

Desta vez, os fatores de redução Ψ_1 e Ψ_2 das ações variáveis causadas pelo uso e ocupação assumem, cada um, três possíveis valores de acordo com Tabela 2 da NBR 8800:2008, tendo sido adotados valores diferentes para os pavimentos residenciais, comerciais e para a garagem, como determinam a Tabela 32, a Tabela 33 e a Tabela 34.

Tabela 32 – Coeficientes ELS frequente de serviço para pavimentos residenciais

	Tipos de ações	ELS FS RES 1		ELS FS RES 2		ELS FS RES 3	
		Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2
Ações permanentes	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 in loco**	-	-	-	-	-	-
	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos***	-	-	-	-	-	-
Ações variáveis	Efeito da temperatura	0,50	-	-	0,30	-	0,30
	Ação do vento	-	0,00	0,30	-	-	0,00
	Carga acidental, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	-	0,30	-	0,30	0,40	-

*Exemplos: fachadas e gesso acartonado.

**Paredes de EPS.

***Exemplo: contrapiso.

Fonte: autoral

Tabela 33 – Coeficientes ELS frequente de serviço para pavimentos comerciais

	Tipos de ações	ELS FS COM 1		ELS FS COM 2		ELS FS COM 3	
		Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2
Ações permanentes	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 in loco**	-	-	-	-	-	-

	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos***	-	-	-	-	-	-
Ações variáveis	Efeito da temperatura	0,50	-	-	0,30	-	0,30
	Ação do vento	-	0,00	0,30	-	-	0,00
	Carga acidental, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	-	0,40	-	0,40	0,60	-

*Exemplos: fachadas e gesso acartonado.

**Paredes de EPS.

***Exemplo: contrapiso.

Fonte: autoral

Tabela 34 – Coeficientes ELS frequente de serviço para a garagem

Tipos de ações	ELS FS GAR 1		ELS FS GAR 2		ELS FS GAR 3		
	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_1	Ψ_2	
Ações permanentes	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 in loco**	-	-	-	-	-	
	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos***	-	-	-	-	-	
Ações variáveis	Efeito da temperatura	0,50	-	-	0,30	-	0,30
	Ação do vento	-	0,00	0,30	-	-	0,00
	Carga acidental, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	-	0,60	-	0,60	0,70	-

*Exemplos: fachadas e gesso acartonado.

**Paredes de EPS.

***Exemplo: contrapiso.

Fonte: autoral

8 MODELO COMPUTACIONAL

Nesta etapa foram concebidos os modelos computacionais que permitiram analisar as escolhas do sistema estrutural consideradas até aqui. O objetivo foi analisar os deslocamentos e os esforços na estrutura, de maneira a viabilizar o estudo da estabilidade global e a otimização do dimensionamento, seguindo as recomendações da NBR 8800:2008. Além disso, foram analisadas as formas modais resultantes da análise modal.

O software utilizado foi o Autodesk *Robot Structural Analysis Professional* versão 2020, obtido por meio de licença estudantil. A partir deste ponto, o software será referido como RSA.

Os modelos planos realizados no software *Ftool* não possuem documentação nessa seção, e sim no item 9.3.

Foram separados os seguintes assuntos nesta seção:

- a) Considerações iniciais;
- b) Preparação do ambiente de modelagem;
- c) Modelagem e resultados.

8.1 Considerações iniciais

Antes de começar a modelagem, foram estabelecidas algumas considerações com o objetivo de que o modelo da estrutura fosse realizado de forma eficaz e prática, ao mesmo tempo que possua o comportamento mais próximo possível da realidade, são elas:

- a) Criação de materiais com as propriedades descritas no item 4;
- b) Criação de diferentes seções transversais dos elementos metálicos e espessuras de lajes, conforme especificado no item 9;
- c) Uso da laje *steel deck* como diafragma rígido flexível (superfície rígida no plano XY);
- d) Categorização das paredes de concreto como paredes núcleo rígido;
- e) Uso correto de articulações das barras de forma a obter o comportamento esperado das ligações optadas na concepção.

8.1.1 Unidades e formatos

As unidades e formatos foram mantidas padrão.

8.1.2 Materiais

Os 2 principais materiais a serem utilizados na modelagem do RSA foram o aço e o concreto. Os seguintes materiais foram criados de acordo com as especificações contidas no capítulo 4:

- Aço Estrutural ASTM A572 G50 (Aço de Vigas e Pilares);
- Aço Estrutural ASTM A653 G40 (Telha Forma Steel Deck);
- Concreto C50 (Paredes Núcleo Rígido);
- Concreto C30 (Lajes).

8.1.3 Criação das seções geométricas das barras metálicas

Todos os perfis metálicos foram criados como seções genéricas com entrada de dados geométricos, como a área, os momentos de inércia dos eixos x, y, z (se atentando com os eixos locais do RSA) e as maiores distâncias laterais, superiores e inferiores do centro geométrico da seção. Um exemplo da criação da seção do pilar tubular misto com é apresentado na Figura 57.

Figura 57 – Seção do pilar misto tubular com dimensões 675 mm x 555 mm x 60 mm

Tipo de seção:	Aço	Âng. de gama:	0	(Grau)
Material:	AÇO CBCA			
Legenda:	Pilar Misto 675x555x60		Cor:	Auto
Ax =	1931.00	(cm ²)	vy =	33.8
Ix =	1337642.0		vpy =	33.8
Iy =	668821.0	(cm ⁴)	vz =	33.8
Iz =	668821.0		vpz =	33.8

Os eixos X, Y e Z no RSA são trocados por Y, Z e X

Fonte: autoral

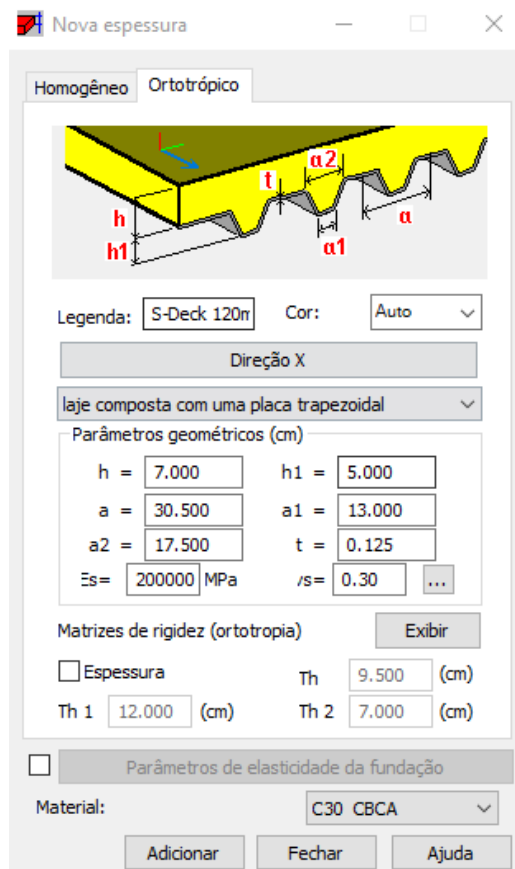
8.1.4 Criação das espessuras dos painéis

Para a configurar as lajes *steel deck* e as paredes do núcleo rígido, foi necessário criar suas espessuras no RSA.

8.1.4.1 Lajes *steel deck*

No caso do *steel deck*, foram utilizadas as dimensões da telha forma do catálogo fornecido pela METFORM apresentado na Figura 108. Um exemplo para a laje do pavimento comercial tipo, com 12 cm de espessura, é apresentado na Figura 58.

Figura 58 – Criação do *steel deck* no RSA



Fonte: autoral

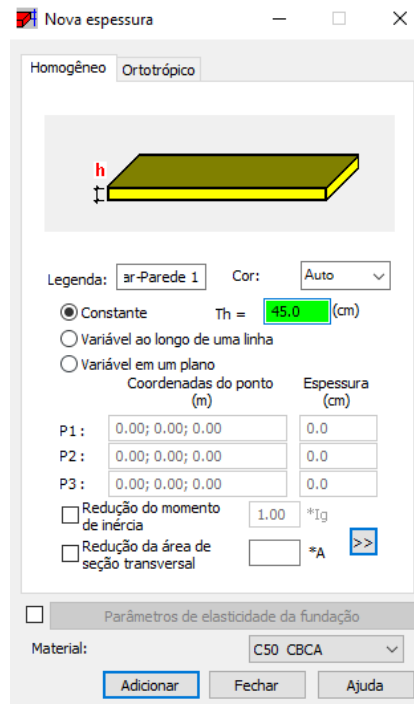
Vale lembrar que o RSA fixa a nervura unidirecional com direção X (1,0,0) do eixo local do painel.

8.1.4.2 Núcleo Rígido

Seguindo o layout do núcleo apresentado no item Figura 38, foram definidas 2 espessuras de pilares-parede:

- Pilar-Parede 1: Espessura de 45 cm (Parede superior e inferior horizontais);
- Pilar-Parede 2: Espessura de 20 cm (Paredes internas);
- Pilar-Parede 3: Espessura de 20 cm (Paredes do núcleo rígido menor, mas com Concreto C30).

Figura 59 – Criação da parede do núcleo rígido tipo (a)



Fonte: autoral

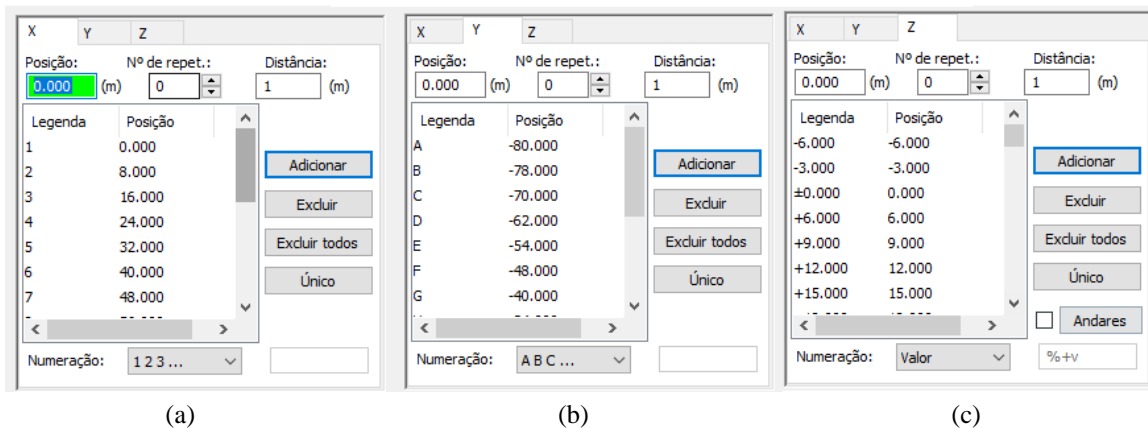
8.2 Preparação do ambiente de modelagem

Nesta seção, foram apresentadas outras práticas que facilitaram a criação do modelo estrutural.

8.2.1 Eixos Estruturais

Nesta parte, foram criados os eixos estruturais conforme a locação dos pilares e vigas na planta baixa estrutural:

Figura 60 – Eixos estruturais criados no RSA: X(a), Y(b) e Z(c).



Fonte: autoral

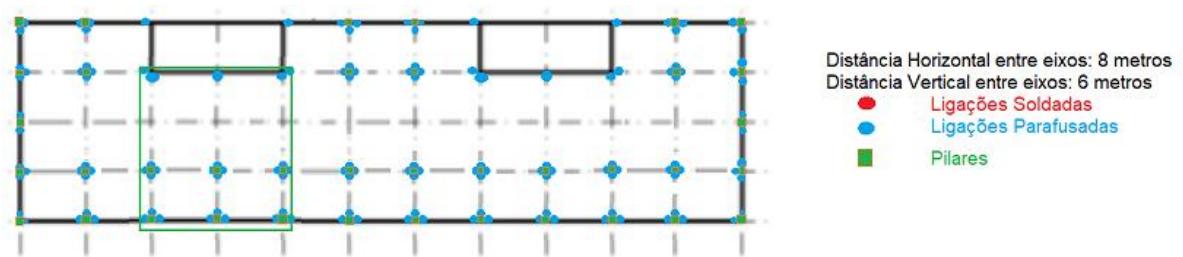
8.2.2 Comportamento dos diferentes tipos de ligações e apoios

Antes de começar a modelagem, foram simulados os tipos de ligações presentes na edificação: a rígida e a flexível. Isso foi realizado para que, ao modelar, fossem conhecidos os comportamentos dessas ligações no RSA ao analisar os resultados gerados.

Foi definido que, para uma 1ª simulação, haveria apenas um pavimento. Por isso, foram testados diferentes tipos de apoio também, como por exemplo a substituição dos pilares acima e abaixo do pavimento por apoios fixos.

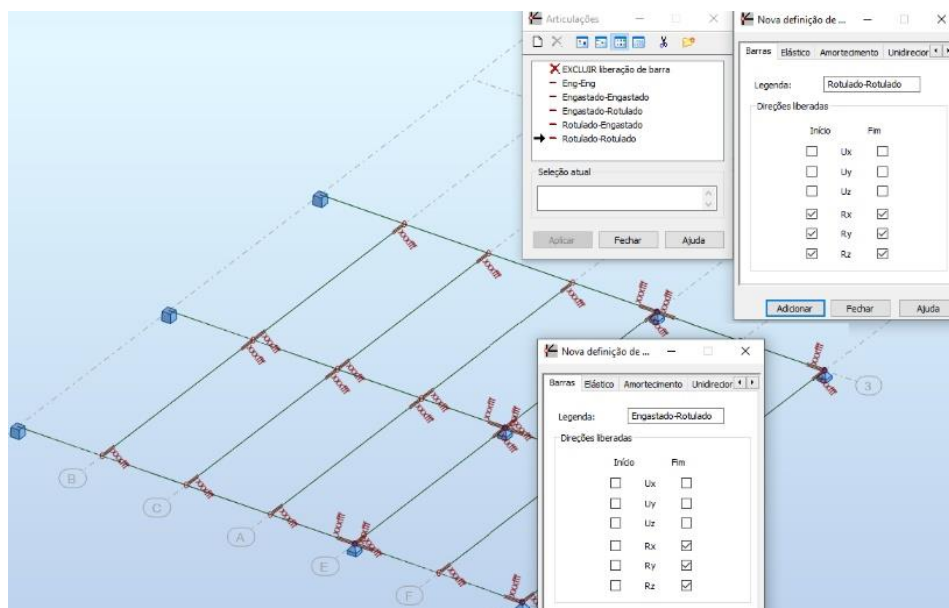
Sendo assim, inicialmente, foi considerado que todas as ligações fossem articuladas, menos as que ligavam as vigas de 12 m ao núcleo – nesse caso seriam engastadas de um lado e articuladas no outro. O modelo, então, não representa um pórtico. Para prosseguir, foram colocadas vigas de seção arbitrária. Portanto, foi modelada uma grelha com a mesma disposição espacial que a área referenciada abaixo:

Figura 61 – Planta estrutural e sinalização dos tipos de ligação viga-pilar e da área modelada (quadrado verde)



Fonte: autoral

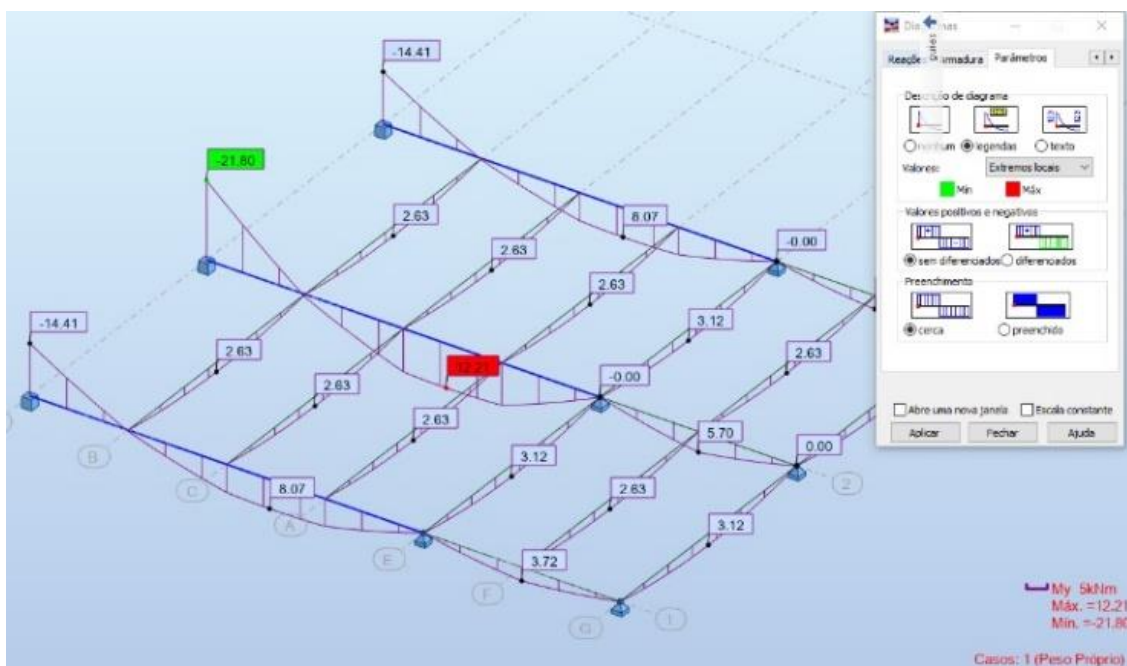
Figura 62 – Modelo simplificado para teste de articulações e apoios



Fonte: autoral

Após modelar, foi criado e aplicado um caso de carga simples na grelha, representando seu peso próprio. Essa metodologia foi replicada nos testes seguintes.

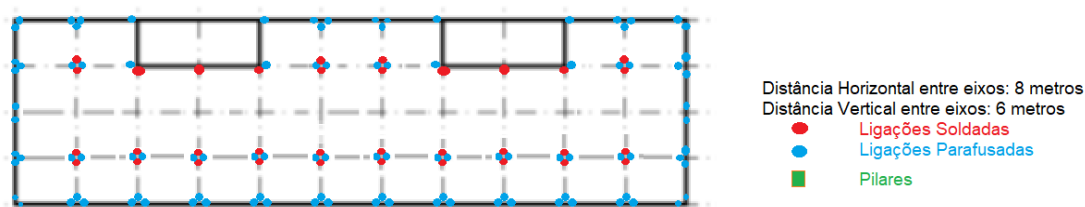
Figura 63 – Diagrama dos momentos fletores



Fonte: autoral

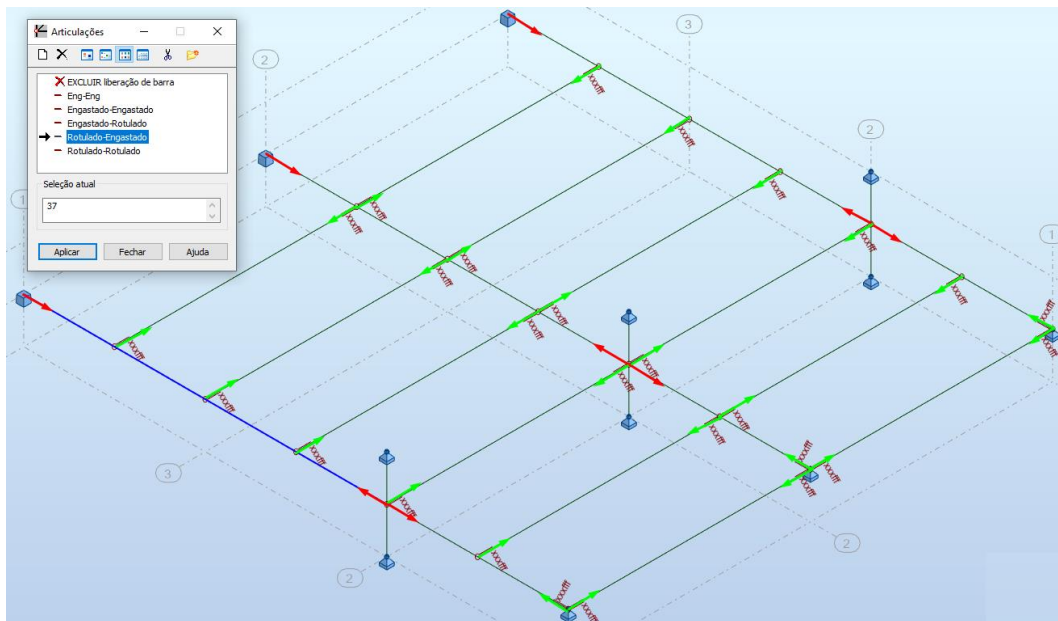
Com esse resultado, confirmou-se ter o comportamento esperado da estrutura. Em seguida, foram testadas as articulações engastadas em ambos os lados dos pilares mistos e nos encontros com o núcleo rígido, as demais foram adotadas como articuladas. Portanto, foi considerado nesse modelo a formação de um pórtico na direção Y global. Sendo assim, foram introduzidos os pilares mistos com perfis tubulares no modelo para que fosse estudada a interação desses elementos e como a estrutura se comportava. Um esquema representativo da planta estrutural está presente na Figura 64.

Figura 64 – Planta estrutural com ligações rígidas em ambos lados dos pilares mistos tubulares, além das conexões no núcleo



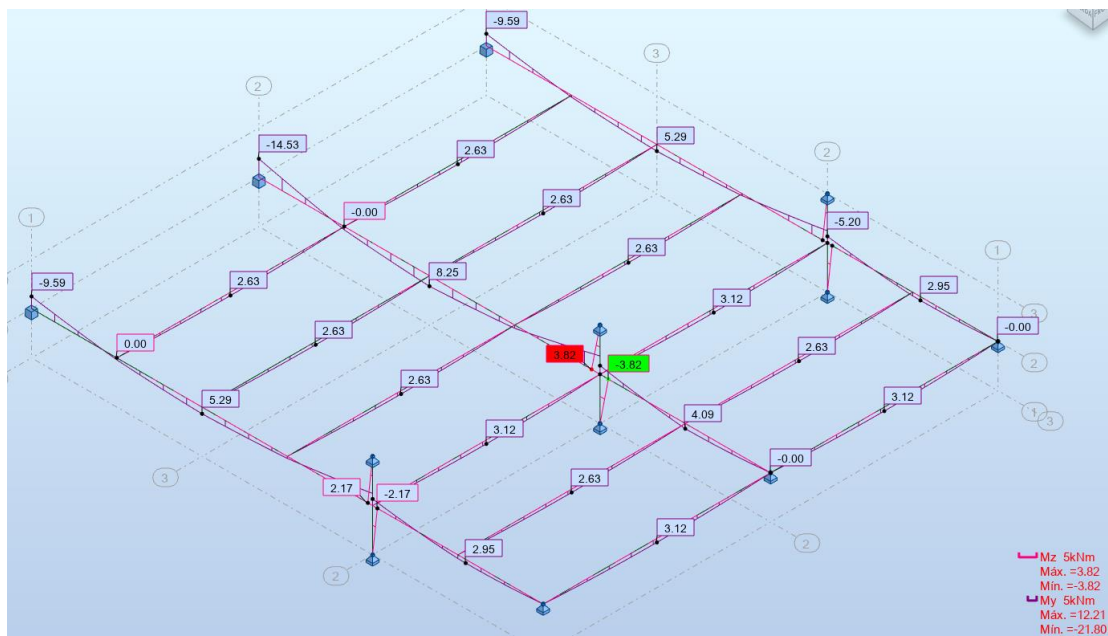
Fonte: autoral

Figura 65 – Mudança nas articulações do modelo: setas vermelhas indicam ligações rígidas, e as verdes, flexíveis



Fonte: autoral

Figura 66 – Diagramas de momentos fletores após inserção de ligações rígidas e pilares no modelo



Fonte: autoral

Foram adotados apoios fixos a meia altura dos pilares para reproduzir o comportamento esperado. Como pode-se perceber, o comportamento obtido foi o de um pórtico: o momento com aspecto “serrilhado” com valores nulos a meia altura dos pilares e picos de momentos negativos nas extremidades das vigas com ligações rígidas. Na imagem são

apresentados os diagramas de M_y e M_z , uma vez que o pilar misto possui um sistema de eixo local x ao longo de sua barra.

Por fim, foram analisados os deslocamentos do modelo para confirmar o comportamento esperado.

Figura 67 – Deslocamentos do modelo com engaste em ambos os lados dos pilares mistos

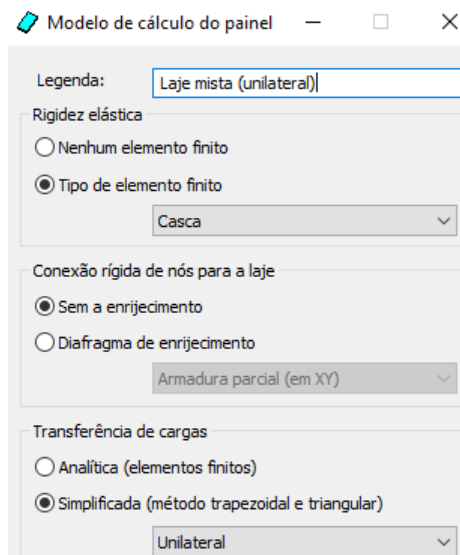


Fonte: autoral

8.2.3 Comportamento dos modelos ao inserir os painéis

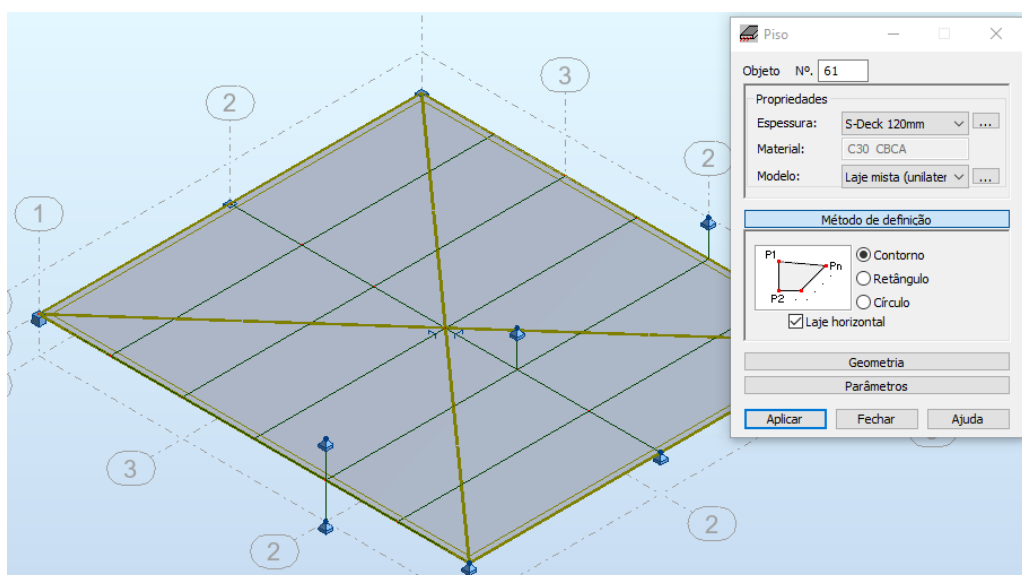
Para tornar o modelo de simulação mais condizente com a realidade, foi realizado um avanço no teste com a inserção dos painéis configurados como *steel deck* e dos painéis que viriam a compor o núcleo rígido. Com isso, os modelos criados no item anterior foram reaproveitados. Sendo assim, foi criado um painel sobre a grelha criada anteriormente.

Figura 68 – Modelo de cálculo do painel criado no RSA



Fonte: autoral

Figura 69 – Criação do painel no RSA com parâmetros pré-definidos



Fonte: autoral

Para que o estudo da transferência de cargas seguisse de maneira correta, algumas medidas foram tomadas, como: as paredes do núcleo rígido foram modeladas, a orientação das nervuras do *steel deck* foi ajustada conforme a idealizada e os pilares da fachada foram modelados para analisar o comportamento da estrutura.

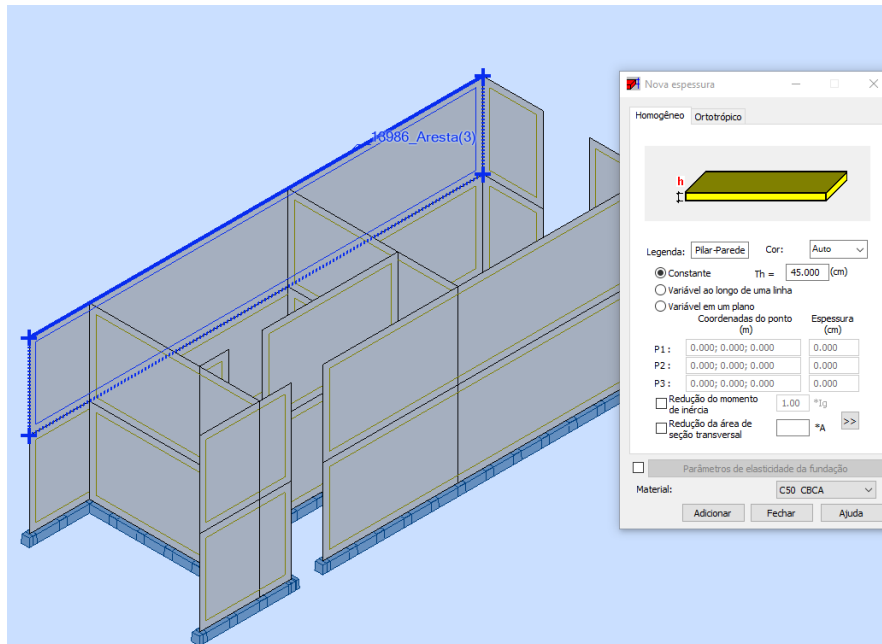
Segue abaixo o passo-a-passo da modelagem das alterações citadas acima. Foi considerado modelar a altura de 2 pavimentos tipo comerciais da torre e a utilização dos perfis desse pavimento para simular o peso próprio com grandezas semelhantes às finais.

Primeiramente, os painéis que viriam a ser o núcleo rígido foram adicionados como paredes de concreto, com modelo de cálculo de painel pré-definido “Casca” com as espessuras e materiais definidos previamente, como demonstra a Figura 70.

Para finalizar, as paredes foram selecionadas para atuarem como um conjunto só de paredes núcleo, como apresentado na Figura 71.

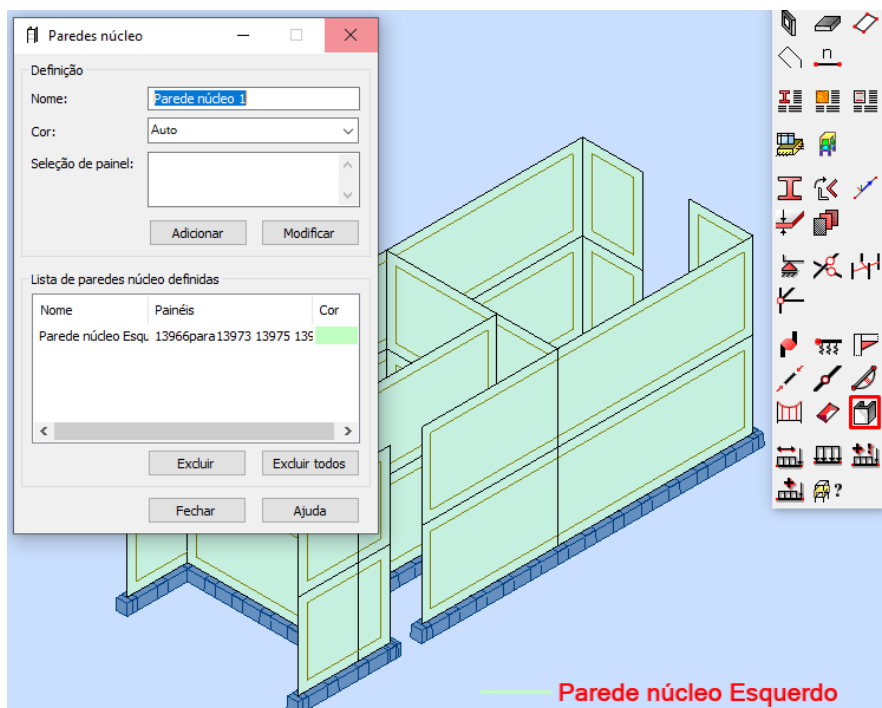
A próxima etapa foi garantir que a transferência de cargas respeitasse a direção das nervuras conforme idealizado. Portanto, foi realizado um ajuste na direção do painel. As nervuras possuem direção X (1,0,0) do eixo local do painel, representado pela setinha azul no RSA. Mas, neste modelo, devem estar paralelos com a direção -Y (0,-1,0) do eixo global, conforme apresentado na Figura 72.

Figura 70 – Criação das paredes do núcleo rígido e inserção de apoios rígidos lineares em sua base



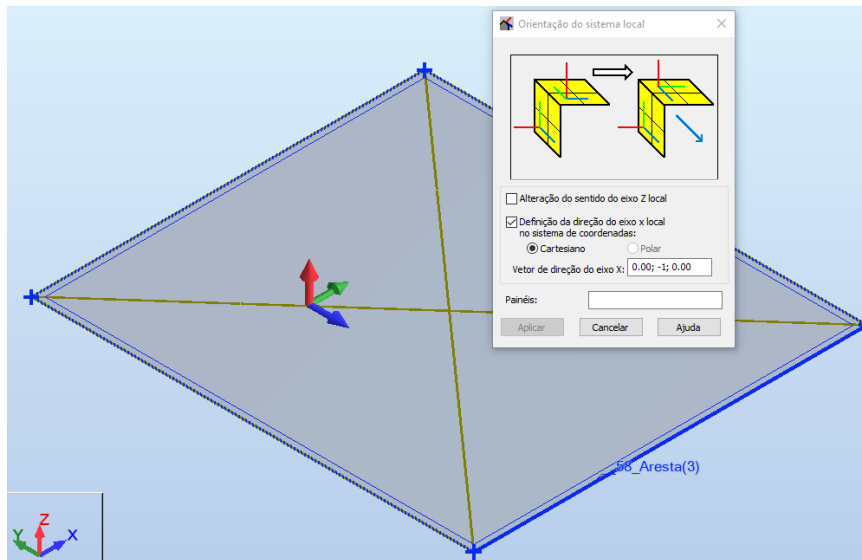
Fonte: autoral

Figura 71 – Configuração final das paredes núcleo



Fonte: autoral

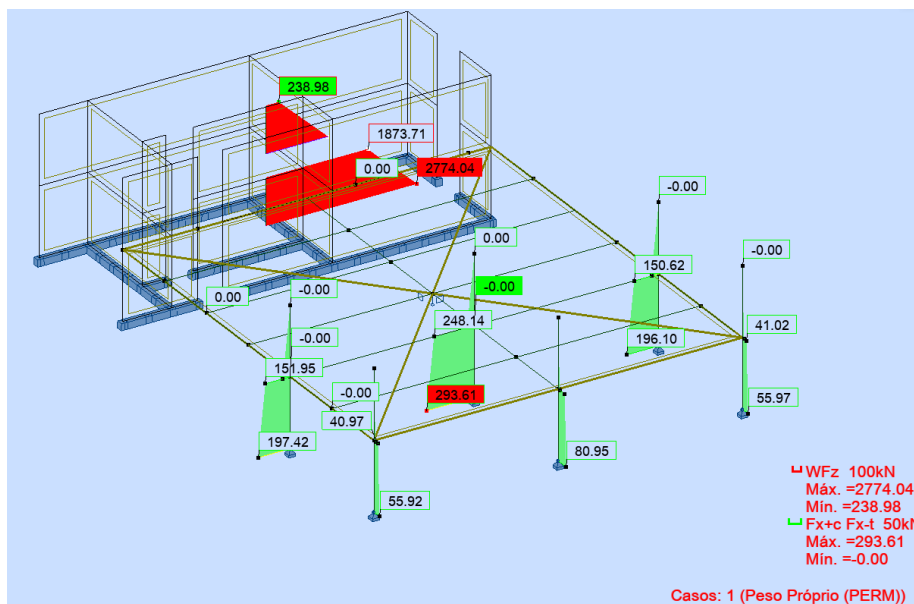
Figura 72 – Mudança da direção do painel criado



Fonte: autoral

Por fim, foram modelados os pilares de fachada. Uma alteração adotada em relação ao modelo anterior foi a utilização de apoios rotulados apenas na extremidade inferior dos pilares, uma vez que essa análise pretende comparar esforços de reação de peso próprio de maneira simplificada. Segue abaixo a Figura 73 com o modelo de simulação finalizado e o resultado da força compressiva.

Figura 73 – Diagrama de esforço normal do modelo de simulação



Fonte: autoral

Tabela 35 – Peso próprio esperado do modelo de simulação

Elemento	Dimensão	Carga	Peso Total (kN)
Laje <i>steel deck</i>	224 m ²	2,36 kN/m ²	528,64 kN
3 x Vigas COM VMP1	36 m	0,91 kN/m	32,76 kN
10 x Vigas COM VMS2	80 m	0,449 kN/m	35,92 kN
4 x Vigas COM VMS1	32 m	0,449 kN/m	14,368 kN
Paredes núcleo ⁹	107,1 m ³	25 kN/m ³	2.677,5 kN
Pilares mistos	18 m	9,11 kN/m	163,98 kN
Pilares da fachada	18 m	4,98 kN/m	89,64 kN

Fonte: autoral

O somatório das reações no modelo deve ser suficientemente próximo ao somatório dos pesos da Tabela 35. O somatório das reações obtido no modelo foi de 3.651 kN, aproximadamente, enquanto o somatório esperado era de 3.542,81 kN.

Após analisar isoladamente as partes do modelo, conclui-se essa diferença de 3% deve-se, integralmente, ao peso de concreto das paredes núcleo, uma vez que na região de contato de alguns painéis, a espessura de cada parede era contabilizada em excesso.

Por ser uma diferença considerada pequena e controlada, ou seja, pelo fato de os esforços estarem contidos integralmente nos apoios da própria estrutura de concreto, não houve alterações na metodologia de modelagem das paredes do núcleo.

8.2.4 Considerações para otimização da modelagem

Algumas diretrizes foram consideradas, como:

- a) Inserção de todos os elementos metálicos para análise da estrutura mais rigorosa;
- b) Desconsideração das lajes e estruturas internas do núcleo, como a escada e vigas internas;
- c) A marquise não foi modelada, mas o seu peso próprio foi introduzido por meio de forças nodais no núcleo menor;
- d) Todos os pilares foram engastados na elevação -6000 mm, uma vez que, na falta de dados mais precisos, foi desconsiderada a análise da interação solo-estrutura;
- e) Inserção de todas as cargas envolvidas no projeto.

⁹ A área contabilizada para cálculo do peso do núcleo rígido esperado foi de 17,85 m². Foi demonstrado que, no RSA, essa área aumenta um pouco, já que a modelagem foi utilizada por meio dos eixos estruturais.

Ao todo, foram criados 4 modelos, sendo o principal objetivo de cada um deles realizar, respectivamente:

- a) Análise modal, com o objetivo de determinar modos de vibração e frequências naturais da estrutura, seguindo as recomendações do anexo L da NBR 8800:2008 e do item 9 da NBR 6123:1988;
- b) Análise estrutural quanto aos materiais:
 - i. Análise da ação estática do vento nas vigas de 6 m e 12 m da torre para viabilizar o seu dimensionamento;
 - ii. Análise dos esforços solicitantes nos pilares e nas fundações, seguindo as recomendações de redução de cargas variáveis apresentadas no item 6.12 da NBR 6120:2019;
- c) Análise estrutural quanto aos deslocamentos:
 - i. Análise linear, seguindo as recomendações da NBR 8800:2008;

8.3 Etapas da Modelagem

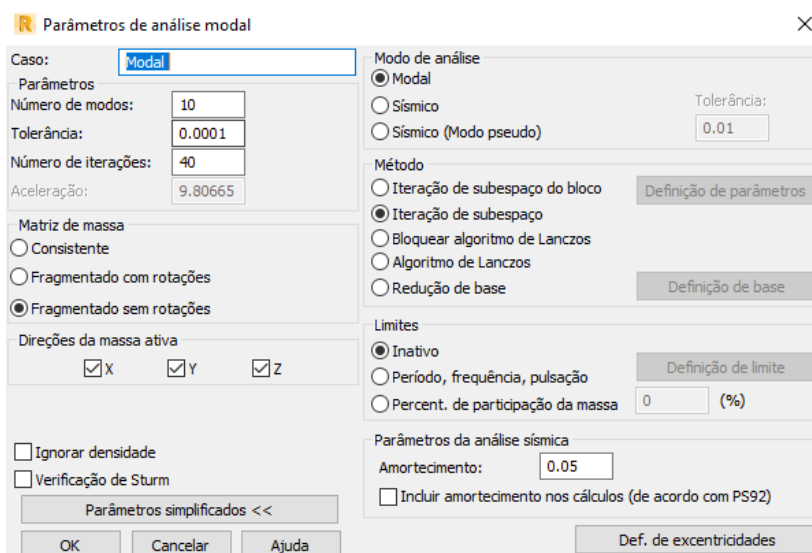
Neste tópico, foi separada a documentação da criação de cada modelo realizado.

8.3.1 Análise Modal

Para esta análise, o modelo da estrutura foi completamente montado, uma vez que a geometria e a disposição da massa dos elementos são fatores essenciais para sua conclusão. A conversão de carga para massa foi realizada pelo RSA com coeficiente 1 para cargas permanentes e coeficiente 0,3 para cargas variáveis de uso e ocupação apenas.

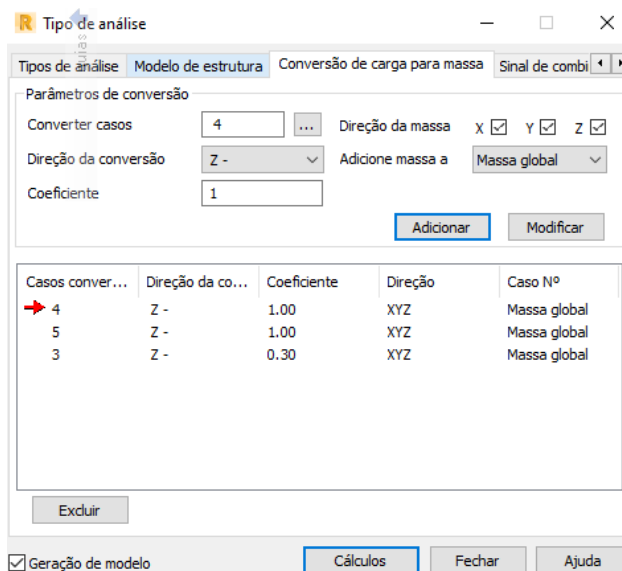
Os parâmetros utilizados estão apresentados na Figura 74 e a tabela de conversão de cargas para massa está apresentada na Figura 75.

Figura 74 – Parâmetros adotados na análise modal do RSA



Fonte: autoral

Figura 75 – Conversão de cargas para massa



Fonte: autoral

8.3.1.1 Resultados da análise modal

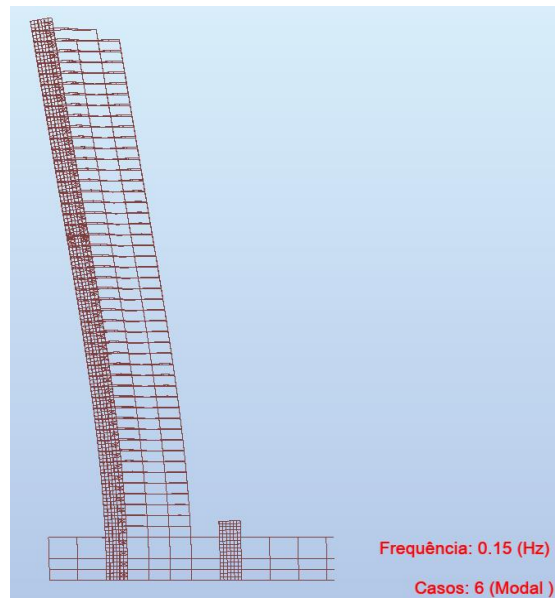
A análise modal foi calculada para estrutura inteira e os resultados se encontram no Figura 76. Os 3 primeiros modos, referentes às 3 frequências mais baixas obtidas, foram analisados mais detalhadamente.

Figura 76 – Frequências obtidas para os 10 primeiros modos

Caso/Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Massa total UX (kg)	Massa total UY (kg)	Massa total UZ (kg)
6/ 1	0.15	6.60	0.00	48.52	0.00	0.00	48.52	0.00	93258312.12	93258311.46	64243938.56
6/ 2	0.17	5.94	29.74	48.52	0.00	29.74	0.00	0.00	93258312.12	93258311.46	64243938.56
6/ 3	0.24	4.21	46.78	48.52	0.00	17.04	0.00	0.00	93258312.12	93258311.46	64243938.56
6/ 4	0.67	1.49	51.97	48.52	0.00	5.19	0.00	0.00	93258312.12	93258311.46	64243938.56
6/ 5	0.70	1.42	51.97	64.49	0.00	0.00	15.97	0.00	93258312.12	93258311.46	64243938.56
6/ 6	1.23	0.82	60.14	64.49	0.00	8.17	0.00	0.00	93258312.12	93258311.46	64243938.56
6/ 7	1.35	0.74	68.11	64.49	0.00	7.97	0.00	0.00	93258312.12	93258311.46	64243938.56
6/ 8	1.67	0.60	68.11	74.09	0.00	0.00	9.61	0.00	93258312.12	93258311.46	64243938.56
6/ 9	1.87	0.54	69.25	74.09	0.00	1.15	0.00	0.00	93258312.12	93258311.46	64243938.56
6/ 10	2.59	0.39	69.25	74.14	0.19	0.00	0.05	0.19	93258312.12	93258311.46	64243938.56

Fonte: autoral

Figura 77 – Forma modal obtida para o 1º modo



Fonte: autoral

Figura 78 – Deslocamentos obtidos no 1º modo da análise modal



Fonte: autoral

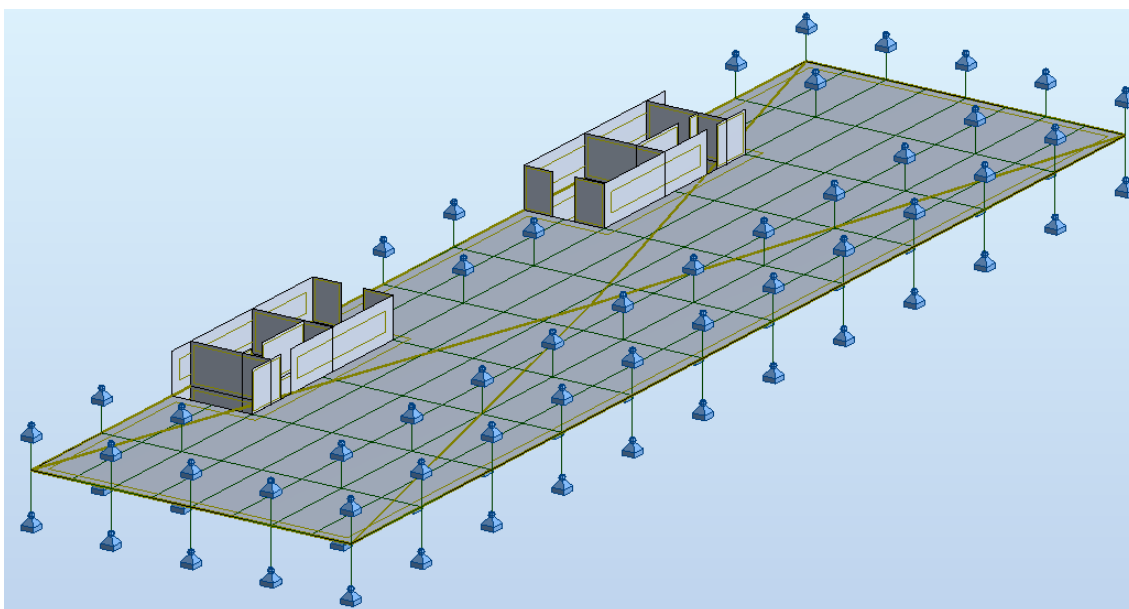
que seria, no mínimo, em torno de 0,2 Hz. Como resultado dessa frequência pequena, as cargas do vento que consideram os efeitos dinâmicos foram de maior magnitude.

8.3.1.2 Vibração no sistema de pisos

Os resultados apresentados nessa seção representam o estudo das vibrações do sistema de pisos realizados, que seguem as recomendações do Anexo L da NBR 8800:2008. No item L.3.2 da mesma norma aponta que, nos pisos em que as pessoas caminham regularmente, como os de residências e escritórios, a menor frequência natural não pode ser inferior a 4 Hz.

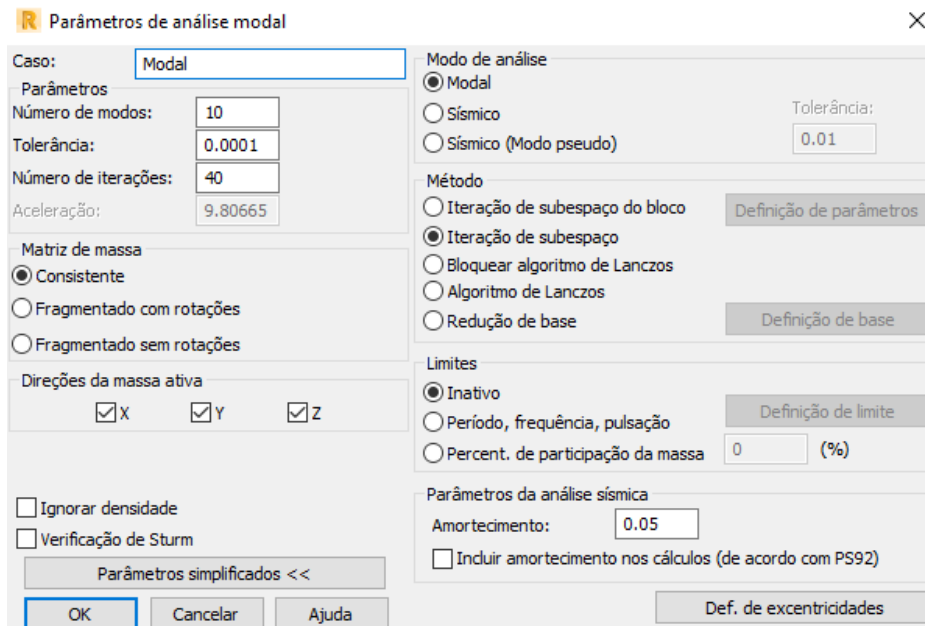
Então, foram analisados ambos casos, tanto para os pavimentos comerciais quanto para os residenciais, com suas respectivas cargas permanentes e variáveis. O modelo simplificado consiste em modelar um piso com elementos verticais dos pavimentos adjacentes. Os pilares foram apoiados em suas extremidades, sem restrições de momento, assim como o núcleo rígido.

Figura 83 – Modelo simplificado para analisar vibrações do sistema de pisos



Fonte: autoral

Figura 84 – Parâmetros utilizados na análise modal (caso 4) para o modelo de pequeno porte

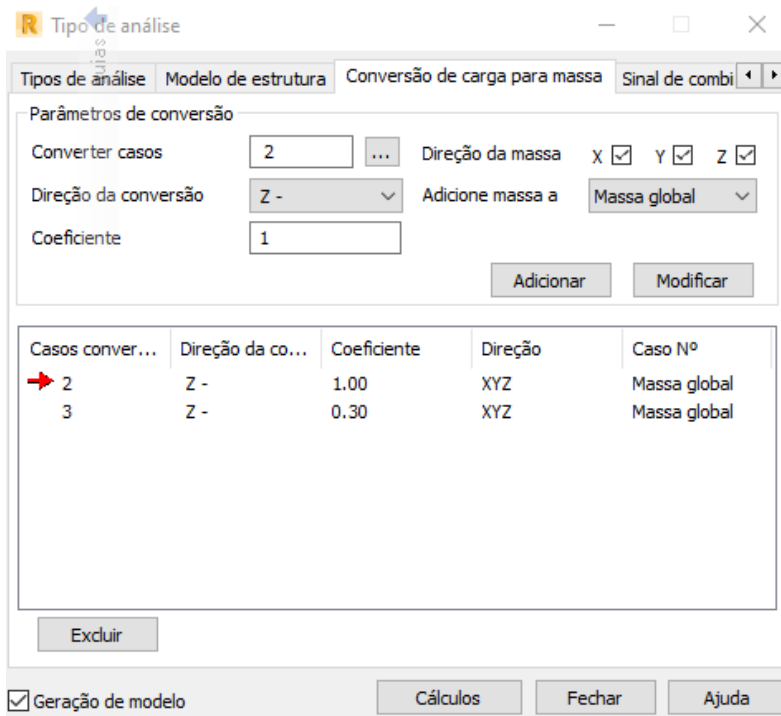


Fonte: autoral

Por ser um modelo simplificado com poucos elementos, optou-se por realizar a análise com a opção “Matriz de massa -> Consistente”, a qual distribui a massa dos elementos e aplica de forma uniforme em suas extensões, ao contrário da opção “Fragmentado” que converte a massa do elemento e aplica como uma força nodal em seus extremos. Isso faz com que o resultado ao selecionar “Consistente” seja preciso, mas ao custo de desempenho do cálculo.

Para analisar os diferentes pavimentos, foram criadas 3 cargas: “1 - Peso próprio”, calculado automaticamente pelo RSA, “2 - Permanentes” e “3 - SC”, referente às sobrecargas. As cargas permanentes e variáveis foram convertidas para massa conforme apresenta a Figura 85.

Figura 85 – Tabela de conversão de cargas para massa



Fonte: autoral

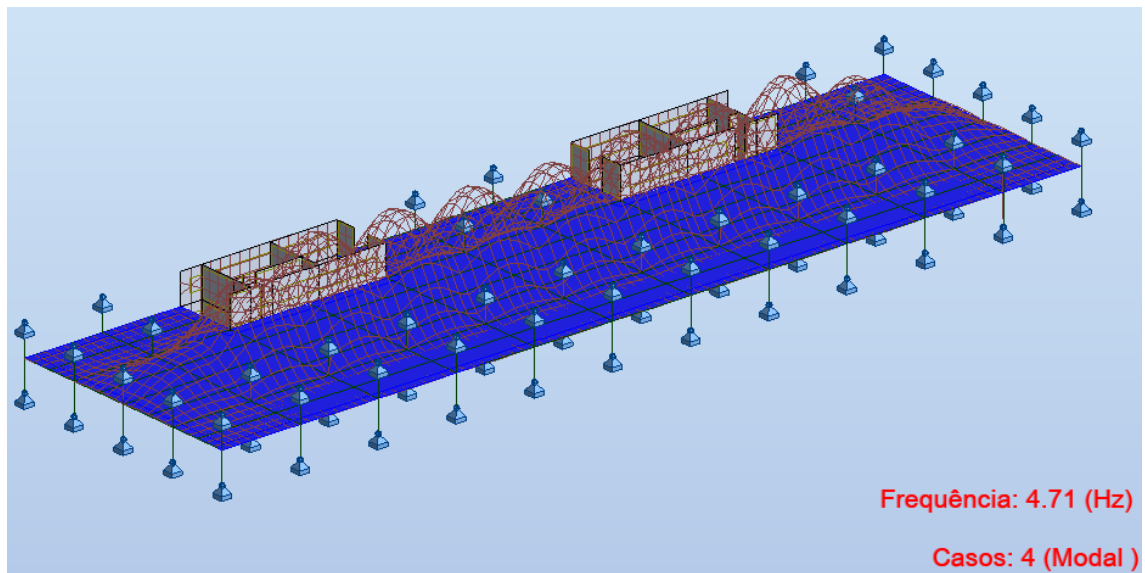
O 1º modelo foi do andar comercial, com carga permanente de 1,2 kN/m² e SC de 3,75 kN/m².

Figura 86 – Resultado dos 10 primeiros modos da análise modal para o pavimento corporativos

Caso/Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Massa total UX (kg)	Massa total UY (kg)	Massa total UZ (kg)
4/ 1	4.71	0.21	0.00	0.00	20.27	0.00	0.00	20.27	1674771.54	1674771.54	1674771.54
4/ 2	4.74	0.21	0.00	0.00	20.27	0.00	0.00	0.00	1674771.54	1674771.54	1674771.54
4/ 3	4.83	0.21	0.00	0.00	20.48	0.00	0.00	0.21	1674771.54	1674771.54	1674771.54
4/ 4	4.97	0.20	0.00	0.00	20.48	0.00	0.00	0.00	1674771.54	1674771.54	1674771.54
4/ 5	5.19	0.19	0.00	0.00	21.17	0.00	0.00	0.69	1674771.54	1674771.54	1674771.54
4/ 6	5.42	0.18	0.00	0.00	21.18	0.00	0.00	0.00	1674771.54	1674771.54	1674771.54
4/ 7	5.70	0.18	0.00	0.00	22.15	0.00	0.00	0.98	1674771.54	1674771.54	1674771.54
4/ 8	6.02	0.17	0.00	0.00	22.15	0.00	0.00	0.00	1674771.54	1674771.54	1674771.54
4/ 9	6.35	0.16	0.00	0.00	22.93	0.00	0.00	0.78	1674771.54	1674771.54	1674771.54
4/ 10	6.67	0.15	0.00	0.00	22.93	0.00	0.00	0.00	1674771.54	1674771.54	1674771.54

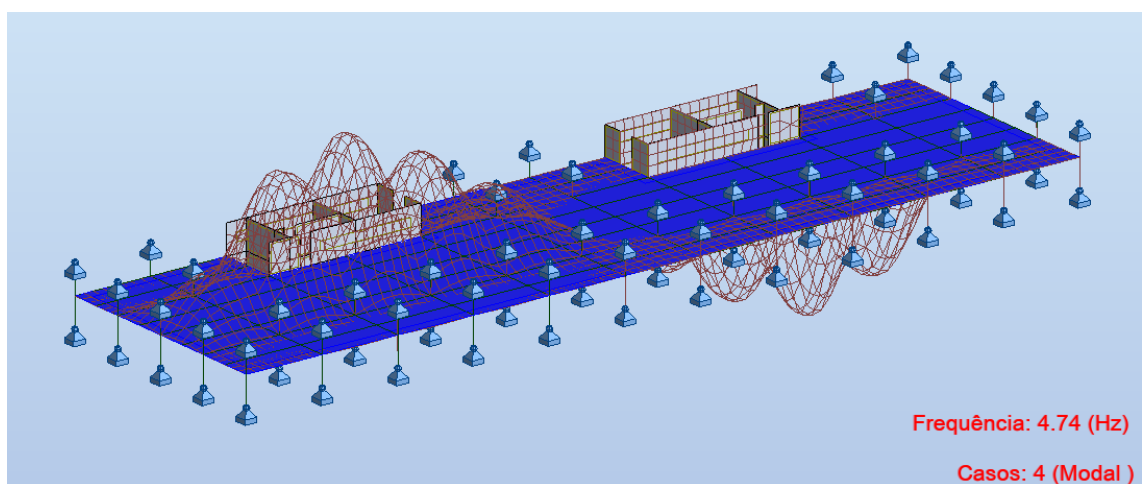
Fonte: autoral

Figura 87 – Deformada do 1º modo da análise modal do pavimento corporativo



Fonte: autoral

Figura 88 – Deformada do 2º modo da análise modal do pavimento corporativo



Fonte: autoral

O 2º teste realizado foi o andar residencial, com carga permanente de 1,2 kN/m² e SC de 3,5 kN/m².

Figura 89 – Resultado dos 10 primeiros modos da análise modal para o pavimento residencial

Caso/Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Massa total UX (kg)	Massa total UY (kg)	Massa total UZ (kg)
4/ 1	4.74	0.21	0.00	0.00	19.55	0.00	0.00	19.55	1611141.25	1611141.25	1611141.25
4/ 2	4.77	0.21	0.00	0.00	19.55	0.00	0.00	0.00	1611141.25	1611141.25	1611141.25
4/ 3	4.87	0.21	0.00	0.00	19.78	0.00	0.00	0.24	1611141.25	1611141.25	1611141.25
4/ 4	5.01	0.20	0.00	0.00	19.78	0.00	0.00	0.00	1611141.25	1611141.25	1611141.25
4/ 5	5.23	0.19	0.00	0.00	20.52	0.00	0.00	0.74	1611141.25	1611141.25	1611141.25
4/ 6	5.47	0.18	0.00	0.00	20.52	0.00	0.00	0.00	1611141.25	1611141.25	1611141.25
4/ 7	5.74	0.17	0.00	0.00	21.49	0.00	0.00	0.97	1611141.25	1611141.25	1611141.25
4/ 8	6.05	0.17	0.00	0.00	21.49	0.00	0.00	0.00	1611141.25	1611141.25	1611141.25
4/ 9	6.37	0.16	0.00	0.00	22.22	0.00	0.00	0.74	1611141.25	1611141.25	1611141.25
4/ 10	6.88	0.15	0.00	0.00	22.23	0.00	0.00	0.00	1611141.25	1611141.25	1611141.25

Fonte: autoral

Concluiu-se, então, que ambos pavimentos tipos respeitam as exigências da NBR 8800:2008 no que diz respeito a vibração do sistema de pisos ao apresentarem uma frequência natural superior a 4 Hz.

8.3.2 Análise da influência da carga de vento nas vigas da torre

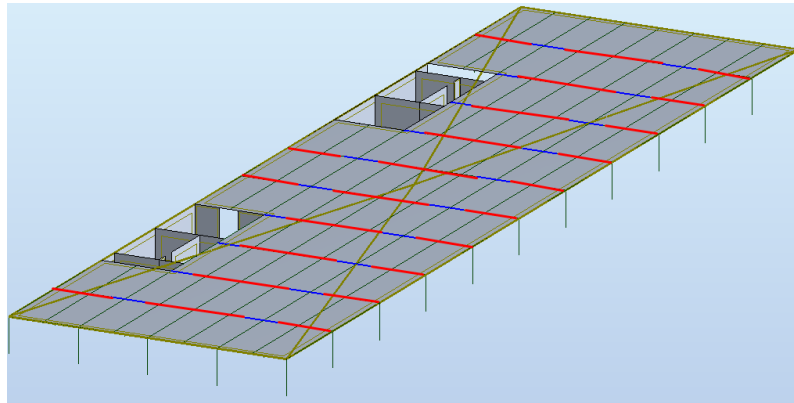
Nesta seção, o modelo da estrutura foi reaproveitado, mas filtrado para que a análise fosse isolada para cada tipo de pavimento que sofria incidência da carga do vento, foram eles: cobertura, Rooftop, pavimentos corporativos e pavimentos residenciais. A análise consistiu em aplicar a carga do vento da respectiva elevação no modelo do pavimento isolado e estudar os diagramas de momento fletor.

Como no dimensionamento das vigas concluiu-se que a combinação ELU 1 era o pior caso da análise, com majoração das cargas variáveis de uso e ocupação, foi analisado o caso com fator de 0.84 nas cargas denominadas por “Vento Y e -Y”. O Vento X não foi analisado por não exercer esforços de momento fletor negativo nas vigas secundárias.

Além disso, por ser um estudo isolado e prático, foi realizado um refino nas vigas mistas, de forma que, para o mesmo vão, fossem criadas barras para os trechos de momento negativo e outras para os trechos de momento positivo.

As dimensões desses trechos foram apresentadas no item 9.3 e estão apresentadas na Figura 90. Sendo assim, nos trechos de momento negativo (em azul na Figura), foram colocadas apenas as inércias do perfil de aço nas barras, enquanto que nas do trecho de momento positivo (em vermelho na Figura) foram colocadas as inércias efetivas da viga mista.

Figura 90 – Refino ao separar vigas por trechos variando inércia



Fonte: autoral

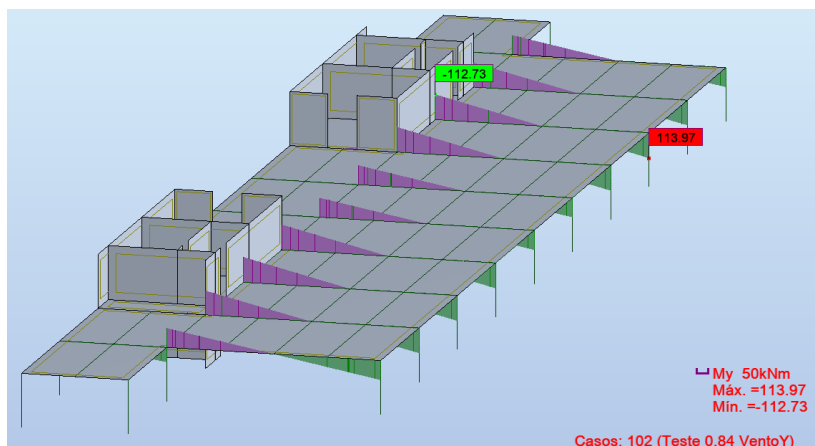
8.3.2.1 Resultados

Os resultados indicam que os esforços gerados tanto pela carga de Vento Y quanto pela carga de Vento -Y possuem valores semelhantes. Além disso, concluiu-se que os esforços de momento fletor gerado pelas cargas do vento nas vigas eram superiores conforme a elevação, o que era esperado.

Por isso, foram modelados os últimos dois andares (cobertura e rooftop) e, de forma conservadora, utilizou-se os esforços de momento fletor negativo encontrados neles nos pavimentos comercial e residencial.

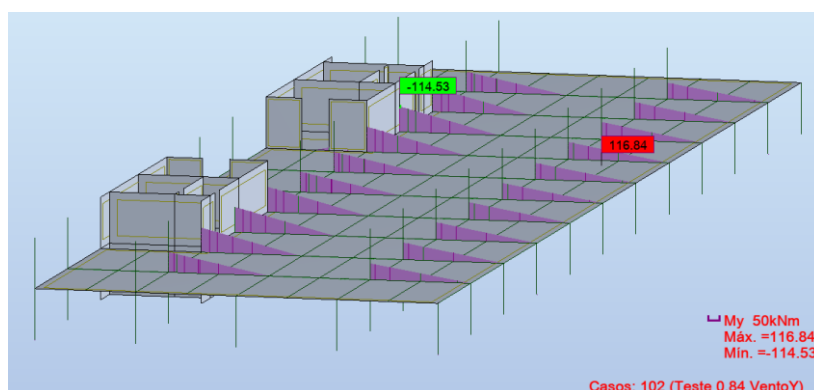
Além disso, para se obter os esforços desejados no encontro da viga com o pilar, foram criados nós na distância equivalente à metade do diâmetro do pilar tubular misto, como demonstrado na Figura 93.

Figura 91 – Incidência do vento Y na cobertura



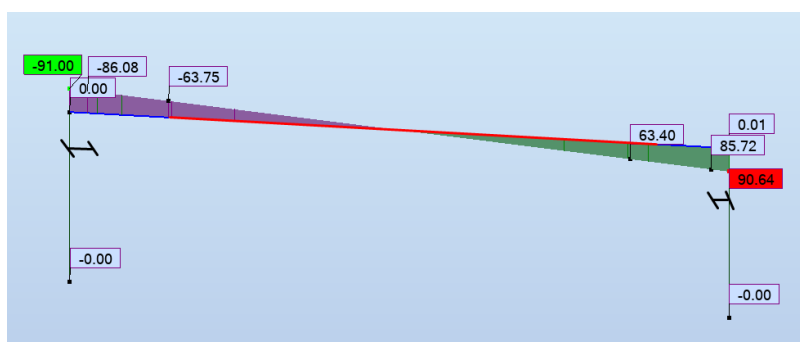
Fonte: autoral

Figura 92 – Incidência do vento Y no Rooftop



Fonte: autoral

Figura 93 – Nós criados para obtenção refinada dos esforços de momento fletor



Fonte: autoral

No final da verificação, os valores obtidos foram introduzidos no dimensionamento das vigas que usaram combinações estados-limites últimos.

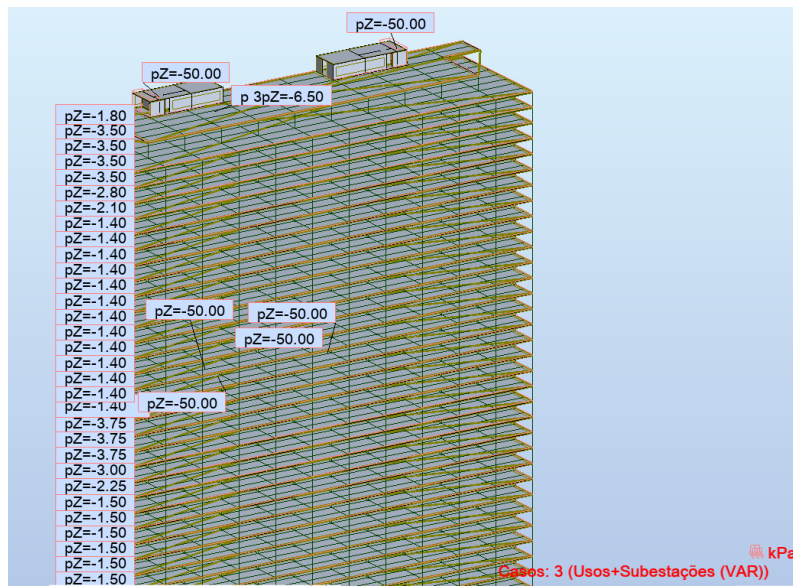
8.3.3 Análise dos esforços solicitantes nos pilares e fundações

Conforme o item 6.12 da NBR 6120:2019, para a determinação de esforços solicitantes em pilares e fundações que suportem n andares acima do elemento em questão, com conjuntos de pisos adjacentes com o mesmo tipo de uso, o valor da carga variável de uso pode ser multiplicado por um coeficiente de redução α_n , conforme a Tabela 19 da NBR 6120:2019.

Não foram reduzidas as cargas variáveis das garagens, reservatórios, cobertura, áreas técnicas nem das cargas variáveis presentes no Térreo e na Praça. Portanto, apenas as cargas variáveis dos pavimentos comerciais e residenciais foram minoradas.

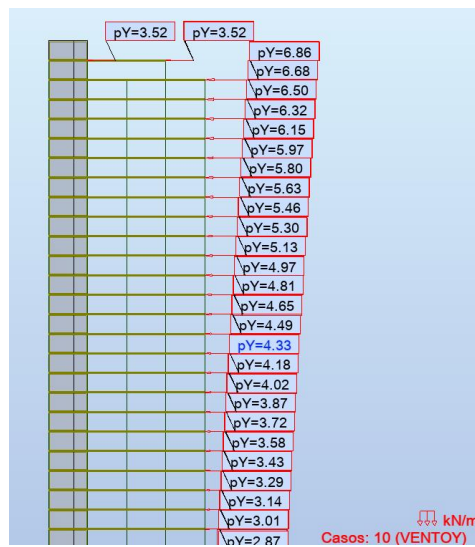
As cargas do vento que levam em consideração os efeitos dinâmicos, presentes na Tabela 26, foram introduzidas no modelo para comporem as combinações estado-limite último dessa análise.

Figura 94 – Cargas variáveis reduzidas (em kN/m^2)



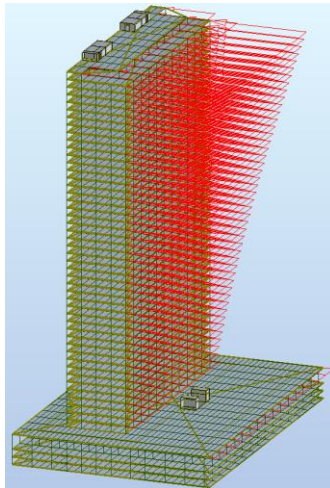
Fonte: autoral

Figura 95 – Cargas do vento com efeitos dinâmicos na direção Y



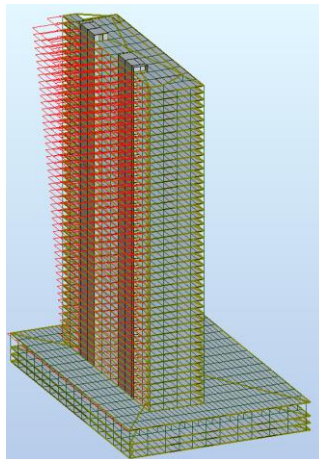
Fonte: autoral

Figura 96 – Vista isométrica das cargas do vento na direção Y



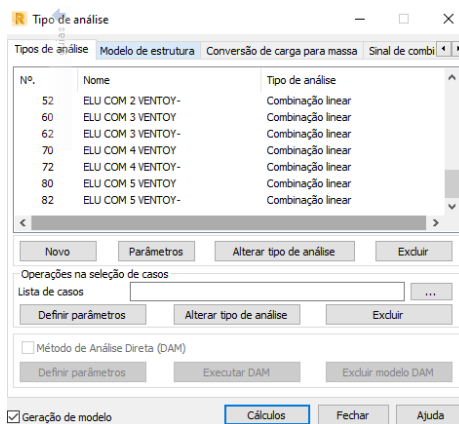
Fonte: autoral

Figura 97 – Vista isométrica das cargas do vento na direção -Y



Fonte: autoral

Figura 98 – Criação das combinações estado-limite último



Fonte: autoral

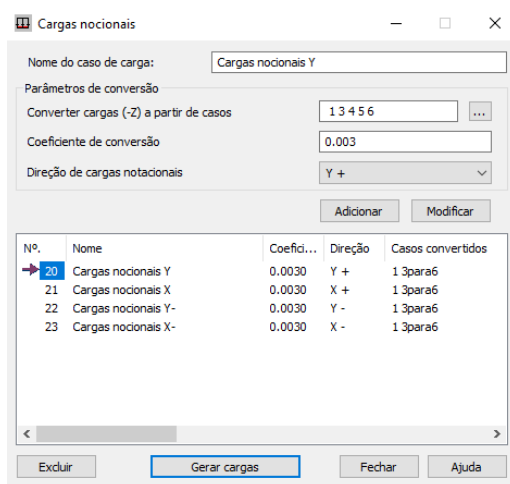
8.3.3.1 Cargas nocionais

Segundo o item 4.7.2.3 da NBR 8800:2008, as ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas.

Esses efeitos foram levados em conta por meio da aplicação, em cada andar, de uma força horizontal equivalente denominada força nocional, de acordo com o item 4.9.7.1.1 da mesma norma.

A definição das forças nocionais foi feita de maneira automatizada com auxílio do RSA. Para isso, forças horizontais com magnitude de 0,3% do valor das forças gravitacionais aplicadas a todos elementos resistentes a cargas verticais no modelo, de forma a gerarem efeitos equivalentes.

Figura 99 – Criação das cargas nocionais para cada direção



Fonte: autoral

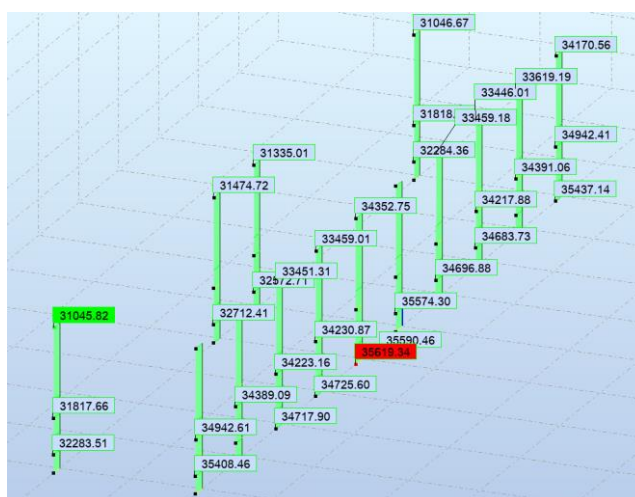
Após isso, as cargas nocionais foram adicionadas nas combinações estado-limite último com coeficiente 1.

No final do modelo, optou-se por utilizar as combinações ELU presentes na Tabela 29 na estrutura, por razões de praticidade na modelagem e de viabilizar a realização dos cálculos em tempo razoável. Nas combinações, havia correspondência entre a direção do vento e da carga nocional, ou seja, para as cargas do vento na direção Y, seriam aplicadas cargas nocionais na direção Y na mesma combinação ELU.

8.3.3.2 Resultados dos pilares

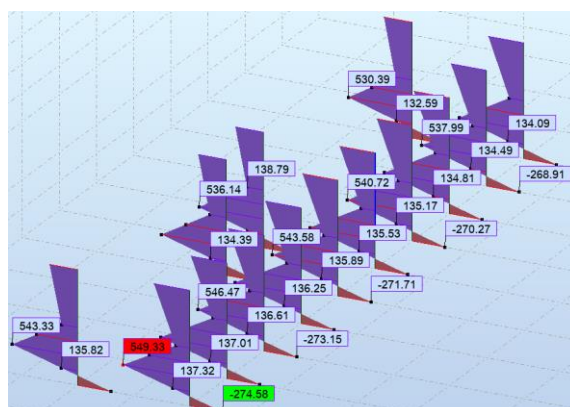
Com o modelo calculado, foram analisados os esforços de compressão e momento fletor para viabilizar o dimensionamento dos pilares.

Figura 100 – Diagrama de esforço normal dos pilares mistos na elevação -6000 mm



Fonte: autoral

Figura 101 - Diagrama de momento fletor dos pilares mistos na elevação -6000 mm



Fonte: autoral

A análise prosseguiu para as elevações 45000 mm, 93000 mm e 147000 mm (topo dos pilares mistos). Concluiu-se que, para os esforços de compressão, o caso que gerava máximo esforço era a combinação ELU 1 com Vento na direção Y, enquanto que para os momentos fletores, a combinação ELU 2 com Vento na direção -Y. Esse filtro de combinações acelerou o processo e tornou o processo iterativo do dimensionamento mais dinâmico.

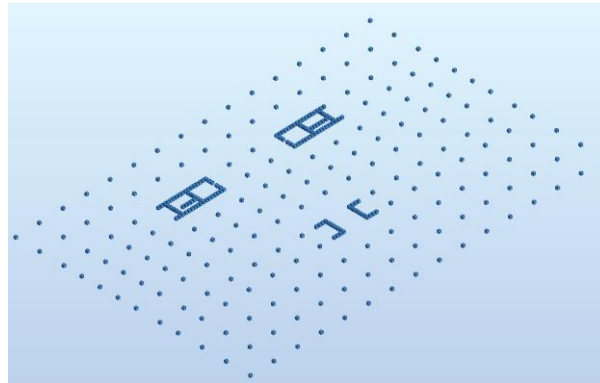
A mesma metodologia foi adotada na análise dos pilares da fachada e do embasamento, sendo que o único diagrama analisado foi o normal (compressão).

8.3.3.3 Resultados das fundações

Para obter os esforços nas fundações, foi criada uma combinação com coeficiente 1 tanto nas cargas permanentes e quanto nas variáveis. Então, foram criados 5 casos: os

4 primeiros para cada direção da carga do vento e o último caso sem aplicação de cargas do vento. A análise consistiu em registrar as reações nos engastes dos pilares e dos apoios lineares do núcleo.

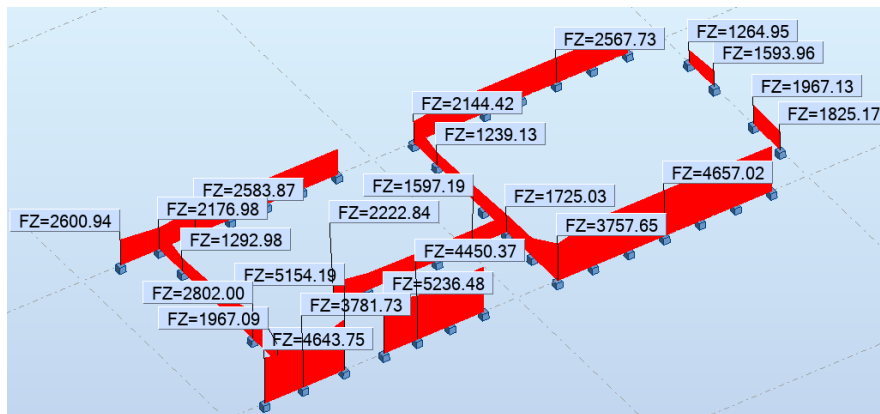
Figura 102 – Apoios considerados na análise das fundações



Fonte: autoral

Para obter os esforços na base do núcleo rígido, foi utilizada a ferramenta de soma das reações, uma vez que o RSA apenas gerava reações nodais no formato de tabela ou diagramas lineares no modelo.

Figura 103 – Diagramas lineares para apoios lineares



Fonte: autoral

Figura 104 – Tabela com a soma das reações no núcleo esquerdo para o caso 5

Nó/Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Caso 108 (C)	CP + CA sem vento FUNDAÇÃO					
Soma de val.	101.94	-7.02	147681.25	-293.56	-140.85	2.11
Soma de reação	-0.00	-0.02	1153703.35	-36254865.05	-69314497.46	-3.01
Soma de for.	-0.00	-0.00	-1153703.35	36254879.23	69314497.61	-0.00
Verificar val.	-0.00	-0.02	0.00	14.18	0.15	-3.01
Precisão	2.62432e-02	2.33120e-13				

Fonte: autoral

No fim, foi gerada uma planilha com todas as reações dos 5 casos criados para separar os esforços máximos e mínimos, tanto dos pilares quanto dos núcleos. Com esses resultados, foi viabilizada a confecção da planta de cargas.

8.3.4 Análise linear

Conforme apresentado na Tabela C.1 da NBR 8800:2008, o deslocamento horizontal máximo do topo dos pilares em relação à base é $H/400$, enquanto que o deslocamento horizontal máximo relativo entre dois pisos consecutivos é de $h/500$. Também no anexo C, o item C.1 da NBR 8800:2008 aponta que esses valores limites devem ser utilizados na verificação do estado-limite de serviço. Complementarmente, no item 4.9.8.1 da NBR 8800:2008 aponta a não necessidade de serem incluídas as imperfeições iniciais geométricas e de material.

Portanto, a combinação a ser utilizada foi a da Tabela 33, que considera a atuação do vento e, de forma conservadora, majora as cargas variáveis da torre, uma vez que o coeficiente para sobrecargas na parte residencial é 0,3, parte da estrutura principal nessa análise. A distância do topo dos pilares em relação à base, H , considerada foi de 153 m e a distância relativa entre andares foi de 3 m, menos para o Térreo.

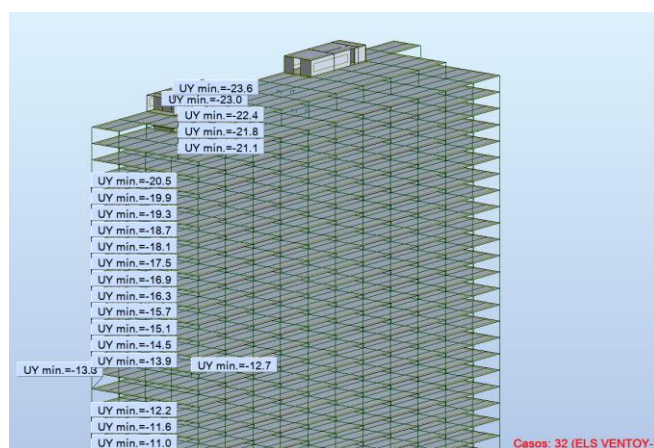
Figura 105 – Combinação ELS utilizada no RSA

ELS VENTOY : SLS	Nº.	Nome do caso
1.00	1	Peso Próprio (PE...
0.30	2	TMPT
0.40	3	Usos+Subestaçõ...
1.00	4	Rev+CaixaD'Águ...
1.00	5	Fachada (PERM)
1.00	6	Marquise (PERM)
0.30	10	VENTOY

Fonte: autoral

O modelo utilizado foi reaproveitado da análise dos esforços solicitantes nos pilares, sendo apenas as cargas variáveis modificadas para as originais. Foram realizadas 2 verificações: uma com as cargas do vento sem considerar efeitos dinâmicos, e uma considerando-os.

Figura 106 – ELS preliminar com Vento -Y gera deslocamento máximo



Fonte: autoral

Tabela 36 – Deslocamentos máximos e mínimos com cargas do vento estático

Caso/Andar 50	UX máx. (cm)	UY máx. (cm)	UX mín. (cm)	UY mín. (cm)
ELS (Vento Y)	0,019	-3,972	0,018	-3,976
ELS (Vento X)	1,179	-13,546	0,935	-14,738
ELS (Vento -Y)	0,018	-23,025	0,017	-23,032
ELS (Vento -X)	-0,897	-13,549	-1,139	-14,734

Fonte: autoral

Tabela 37 – Verificação do deslocamento horizontal no topo dos pilares com cargas do vento estático

Caso/Andar 50	Valor absoluto máx. UY (cm)	Limite (cm)
ELS (Vento -Y)	23,032	38,25

Fonte: autoral

Foi verificado que a estrutura atende aos deslocamentos horizontais máximos do anexo C da NBR 8800:2008, pois atendeu ao limite de 38,25 cm para deslocamento máximo total do prédio ao deslocar 23,0 cm e ao limite de 0,6 cm de deslocamento horizontal relativo entre dois andares consecutivos ao deslocar 0,6 cm.

Após a 1ª verificação, concluiu-se que a análise pode ser compactada ao verificar somente o deslocamento máximo pode ser realizada apenas com o caso do ELS combinado com o vento incidindo na direção -Y. Portanto, na análise dinâmica do vento, apenas as cargas do vento considerando efeitos dinâmicos na direção Y foram calculadas.

Figura 107 – Configuração final da deformada da estrutura no caso ELS



Fonte: autoral

Tabela 38 - Verificação final do deslocamento horizontal no topo dos pilares

Caso/Andar 50	Valor absoluto UY máx. (cm)	Limite (cm)
ELS (Vento -Y)	30,01	38,25

Fonte: autoral

A partir da Tabela 38, foi verificado que a estrutura continuou atendendo aos deslocamentos horizontais máximos do anexo C da NBR 8800:2008, pois atendeu ao limite de 38,25 cm para deslocamento máximo total do prédio ao deslocar 30,1 cm. Portanto, concluiu-se que a consideração dos efeitos dinâmicos aumentou em 30,3% o deslocamento horizontal máximo.

9 DIMENSIONAMENTO

Neste capítulo, são apresentadas as verificações e o dimensionamento dos elementos de projeto estrutural de aço e mistos (de aço e concreto).

Visando uma melhor organização da informação, a memória de cálculo das vigas e pilares, feita no software *Mathcad*, está apresentada nos Anexos A, B, C e D.

O dimensionamento dos elementos em concreto armado não faz parte do escopo demandado para esse projeto e, por isso, não consta nessa seção. Destaca-se também que a verificação ELS do pilar, bem como a verificação do deslocamento do prédio como um todo foi executada e analisada no item 8.3.4.

9.1 Lajes

Para o dimensionamento das lajes *steel deck* foi utilizado o catálogo do fabricante Metform¹⁰, no qual os pontos analisados foram: o vão necessário a ser vencido, o vão máximo sem escoramento e a carga sobreposta na laje.

9.1.1 Cargas calculadas para cada pavimento

A carga sobreposta calculada para cada pavimento está resumida a seguir:

Tabela 39 - Carga sobreposta na laje *steel deck* para o pavimento cobertura

Tipo de carga	Carregamento (kN/m ²)	Fonte
Peso próprio de revestimentos e forros	1,10	6.1.2
Sobrecarga de uso e ocupação	1,80	6.2.1
Total	2,90	

Fonte: autoral

Tabela 40 – Carga sobreposta na laje *steel deck* para o pavimento do rooftop

Tipo de carga	Carregamento (kN/m ²)	Fonte
Peso próprio de revestimentos e forros	1,20	6.1.2
Divisórias internas sem posição definida	1,00	6.2.1
Sobrecarga de uso e ocupação	4,00	6.2.1
Total	6,20	

Fonte: autoral

¹⁰ Fonte: METFORM. Telha-fôrma (Steel Deck), ed. 2019. Disponível em: <<http://www.metform.com.br/wordpress/wp-content/uploads/2019/11/Cat%C3%A1logo-Steel-Deck-2019.pdf>>. Acesso em: 15 jun. 2021.

Tabela 41 – Carga sobreposta na laje *steel deck* para os pavimentos residenciais

Tipo de carga	Carregamento (kN/m²)	Fonte
Peso próprio de revestimentos e forros	1,20	6.1.2
Divisórias internas sem posição definida	1,00	6.2.1
Sobrecarga de uso e ocupação	2,50	6.2.1
TOTAL	4,70	

Fonte: autoral

Tabela 42 – Carga sobreposta na laje *steel deck* para os pavimentos comerciais

Tipo de carga	Carregamento (kN/m²)	Fonte
Peso próprio de revestimentos e forros	1,20	6.1.2
Divisórias internas sem posição definida	0,75	6.2.1
Sobrecarga de uso e ocupação	3,00	6.2.1
Total	4,95	

Fonte: autoral

Tabela 43 – Carga sobreposta na laje *steel deck* para a região da praça.

Tipo de carga	Carregamento (kN/m²)	Fonte
Peso próprio de revestimentos e forros	7,40	6.1.2
Mezaninos	0*	6.2.1
Sobrecarga de uso e ocupação	3,00	6.2.1
Total	10,40	

Fonte: autoral

*Foi considerado que os mezaninos se apoiam apenas nas vigas e pilares.

Tabela 44 – Carga sobreposta na laje *steel deck* para o térreo

Tipo de carga	Carregamento (kN/m²)	Fonte
Peso próprio de revestimentos e forros	1,10	6.1.2
Divisórias internas sem posição definida	1	6.2.1
Sobrecarga de uso e ocupação	4,00	6.2.1
Total	6,10	

Fonte: autoral

Tabela 45 – Carga sobreposta na laje *steel deck* para os subsolos.

Tipo de carga	Carregamento (kN/m²)	Fonte
Peso próprio de revestimentos e forros	0,90	6.1.2
Sobrecarga de uso e ocupação	3,00	6.2.1
Total	3,90	

Fonte: autoral

Tabela 46 – Carga sobreposta na laje *steel deck* para as subestações.

Tipo de carga	Carregamento (kN/m ²)	Fonte
Peso próprio de revestimentos e forros	1,10	6.1.2
Sobrecarga de uso e ocupação	10,00	6.2.1
Total	11,10	

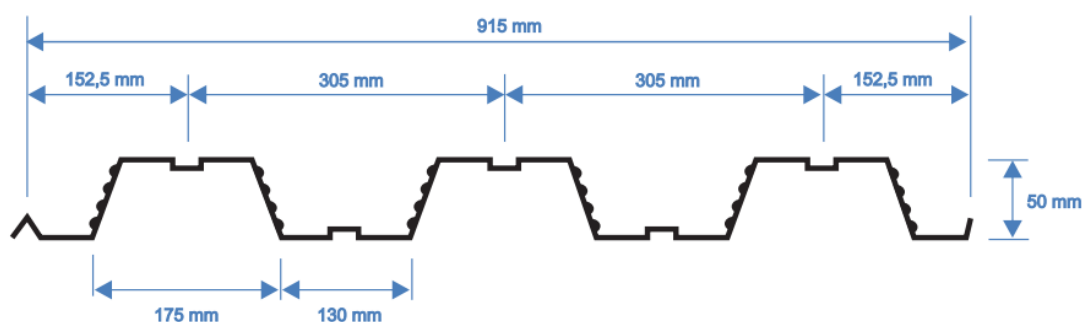
Fonte: autoral

9.1.2 Determinação do perfil e da altura de concreto

Dentre as opções disponíveis, foi priorizado o uso do modelo MF50, representado na Figura 108, em detrimento do MF75, pois ele se mostrou capaz de atender as necessidades do projeto entregando uma maior eficiência no uso de materiais e permitindo uma maior seção de concreto útil para a execução de vigas mistas.

Além disso, levando em consideração a limitação de pé direito imposta pelo edital do concurso, um critério de projeto adotado para o dimensionamento foi limitar a altura das lajes a 140 mm, pois no caso de uma altura maior seria inviabilizada a utilização de vigas em perfis laminados com 360 mm para compor as vigas.

Figura 108 - Dimensões do modelo MF50 da telha-forma adotada



Fonte: METFORM, 2019.

De acordo com o item 5, é possível perceber que os vãos a serem vencidos são de 6,00 m e 8,00 m. Entretanto, para aproveitar ao máximo o uso desse tipo de laje, foi utilizado como premissa não recorrer a escoramentos. Dessa forma, foi necessário colocar vigas secundárias reduzindo os menores vãos das lajes para valores iguais a 3,00 m e 2,70 m (1 divisão no vão de 6,00 m e 2 no vão de 8,00 m). No entanto, em algumas regiões com carregamento mais elevado foi necessário utilizar um número maior de vigas intermediárias de forma ter um vão de apenas 2,00 m.

Visando padronizar ao máximo a altura das lajes de cada pavimento, sempre que havia variação de vãos em uma região de mesmo carregamento foi adotado o pior caso e dimensionado a laje de maneira uniforme. Com isso, foram obtidas as especificações representadas na Tabela 47.

Tabela 47 – Dimensionamento das lajes.

Região	Vão Considerado (m)	Modelo do Deck	Espessura do Deck (mm)	Espessura da laje (mm)	Esf. solicitante / Esf. resistente
Pav. cobertura	3,0	MF 50	1,25	100	0,690
Pav. rooftop	3,0	MF 50	1,25	140	0,954
Subestação a. com.	2,0	MF 50	1,25	140	0,565
Pav. residenciais	3,0	MF 50	1,25	110	0,985
Pav. comerciais	3,0	MF 50	1,25	120	0,925
Praça	2,0	MF 50	1,25	100	0,815
Térreo	3,0	MF 50	1,25	140	0,938
Subsolos	3,0	MF 50	1,25	100	0,929
Subestação subsolo	2,0	MF 50	1,25	100	0,870

Fonte: autoral

Como observado na Tabela 47, foi adotado apenas um tipo de deck metálico para toda a edificação (MF 50 – 1,25mm) e uma altura de laje constante para cada pavimento de forma a facilitar o processo de aquisição de material e de execução da obra.

9.1.3 Determinação da armadura de retração

Destaca-se que a recomendação do uso de concreto com $f_{ck} \geq 20 \text{ MPa}$ foi atendida, como apresentado no item 4.2.

Além disso, para evitar fissuras devido à retração e/ou por variação de temperatura, é necessário adotar uma armadura nas duas direções no capeamento da laje. Essa armadura também é especificada pelo fabricante, de modo que deve ser instalada uma tela soldada denominada Q-92, cuja composição é $\phi 4,2 \times \phi 4,2 - 150 \times 150$ nas lajes do pavimento destinado às áreas comuns do residencial, ao pavimento destinado à praça e ao térreo. Já nos outros pavimentos deve ser instalada uma tela soldada denominada Q-75, cuja composição é $\phi 3,8 \times \phi 3,8 - 150 \times 150$.

Por fim, ressalta-se a necessidade de utilização de armaduras localizadas para evitar fissuras de continuidade da laje sobre os apoios – nas regiões acima das vigas principais e no contorno dos pilares.

9.2 Vigas de alma cheia

Para o dimensionamento das vigas de alma cheia foram verificadas as resistências no Estado Limite Último ao Momento Fletor e ao Cortante e, os Deslocamentos no Estado Limite de Serviço a partir das devidas limitações determinadas pela NBR 8800:2008.

9.2.1 Momento fletor (ELU)

O momento fletor resistente de cálculo (M_{Rd}) é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{Mn}{\gamma_{a1}}$$

onde:

Mn : Momento resistente nominal. De acordo com o item 5.4.2.1 da NBR 880:2008, é equivalente ao menor dentre os valores obtidos para M_{FLA} , M_{FLM} e M_{FLT} . ($kN.m$);

γ_{a1} : Coeficiente de ponderação de resistências para escoamento flambagem e instabilidade em aços estruturais. Tomado como igual a 1,1 de acordo com a Tabela 3 da NBR 8800:2008.

Para que o elemento fosse considerado aprovado o seu momento fletor resistente de cálculo precisou ser superior ao momento fletor solicitante máximo atuando sobre ele.

9.2.1.1 Flambagem local da alma (FLA)

O primeiro passo para a determinação do momento resistente máximo limitado pela flambagem local da alma foi classificar a alma de cada seção quanto a sua esbeltez. Para isso, foi calculado:

$$\lambda_a = \frac{h}{t_w}$$

onde:

λ_a : Parâmetro de esbeltez local da alma;

h : Altura da alma;

t_w : Espessura da alma.

Em seguida foram determinados os limites λ_p e λ_r de acordo com a Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad e \quad \lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Observação: Nesse projeto foram especificados perfis laminados.

onde:

λ_p : Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas;

λ_r : Parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas.

Em seguida cada viga foi classificada de acordo com as seguintes relações:

Se $\lambda_a \leq \lambda_p \Rightarrow$ a alma é compacta;

Se $\lambda_p < \lambda_a \leq \lambda_r \Rightarrow$ a alma é semicompacta;

Se $\lambda_a > \lambda_r \Rightarrow$ a alma é esbelta.

Por fim, foi determinado o momento resistente máximo limitado pela flambagem local da alma (M_{FLA}) de acordo com a equação equivalente à sua classificação retirada do Anexo G da NBR 8800:2008:

- Para alma compacta:

$$M_{FLA} = Z \cdot f_y \text{ com limite superior de } M_{FLA} \leq 1,5 \cdot W \cdot f_y$$

- Para alma semicompacta:

$$M_{FLA} = \left[Z \cdot f_y - (Z \cdot f_y - W \cdot f_y) \cdot \frac{\lambda_a - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \text{ com limite superior de } M_{FLA} \leq Z \cdot f_y$$

- Para alma Esbelta:

Esse caso não foi encontrado neste projeto.

onde:

Z : Módulo de resistência plástica da seção;

W : Módulo de resistência elástico da seção.

9.2.1.2 Flambagem local da mesa (FLM)

O primeiro passo para a determinação do momento resistente máximo limitado pela flambagem local da mesa foi classificar a mesa de cada seção quanto a sua esbeltez. Para isso foi calculado:

$$\lambda_m = \frac{b_f}{2 \cdot t_f}$$

onde:

λ_m : Parâmetro de esbeltez local da mesa;

b_f : Largura da mesa;

t_f : Espessura da mesa.

Em seguida, foram determinados os limites λ_p e λ_r de acordo com a Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad e \quad \lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{0,7 \cdot f_y}}$$

Observação: Nesse projeto foram especificados perfis laminados.

Em seguida cada viga foi classificada de acordo com as seguintes relações:

Se $\lambda_m \leq \lambda_p \Rightarrow$ a mesa é compacta;

Se $\lambda_p < \lambda_m \leq \lambda_r \Rightarrow$ a mesa é semicompacta;

Se $\lambda_m > \lambda_r \Rightarrow$ a mesa é esbelta.

Por fim, foi determinado o momento resistente máximo limitado pela flambagem local da mesa (M_{FLM}) de acordo com a equação equivalente à sua classificação retirada do Anexo G da NBR 8800:2008:

- Para mesa compacta:

$$M_{FLM} = Z \cdot f_y \text{ com limite superior de } M_{FLM} \leq 1,5 \cdot W \cdot f_y$$

- Para mesa semicompacta:

$$M_{FLM} = \left[Z \cdot f_y - (Z \cdot f_y - 0,7 \cdot W \cdot f_y) \cdot \frac{\lambda_m - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \text{ limite superior de } M_{FLM} \leq Z \cdot f_y$$

- Para mesa Esbelta:

$$M_{FLM} = \frac{0,69 \cdot E \cdot W}{\lambda_m^2}$$

onde:

Z : Módulo de resistência plástico da seção;

W : Módulo de resistência elástico da seção.

9.2.1.3 Flambagem lateral por torção (FLT)

De modo a facilitar a organização da resolução e a conferência visual de ordem de grandeza dos termos ao longo da memória, as equações relativas à esbeltez presentes

na NBR 8800:2018 foram multiplicadas por r_y nessa seção. De forma que não há nenhuma alteração no conteúdo normatizado, apenas em sua representação.

O primeiro passo para a determinação do momento resistente máximo limitado pela flambagem lateral por torção foi classificar cada elemento quanto a sua esbeltez. Para isso foi definido L_b :

$$L_b = \frac{L}{n + 1}$$

onde:

- L_b : Distância entre duas seções contidas á flambagem lateral por torção;
- L : Vão da viga;
- n : Número de conectores de cisalhamento ao longo da viga.

Em seguida, foram determinados os limites L_p e L_r (equivalentes à λ_p e λ_r) de acordo com a Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad e \quad L_r = 1,38 \frac{\sqrt{I_y \cdot I_t}}{I_t \cdot \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27C_W \beta_1^2}{I_y}}}$$

onde:

$$\beta_1 = \frac{0,7 \cdot f_y \cdot W}{E \cdot I_t}$$

$$C_W = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4}$$

r_y : Raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão.

Em seguida cada viga foi classificada de acordo com as seguintes relações:

Se $L_b \leq L_p \Rightarrow$ compacta à torção;

Se $L_p < L_b \leq L_r \Rightarrow$ semicomcompacta à torção;

Se $L_b > L_r \Rightarrow$ esbelta à torção.

Por fim, foi determinado o momento resistente máximo limitado pela flambagem lateral por torção (M_{FLT}) de acordo com a equação equivalente à sua classificação retirada do Anexo G da NBR 8800:2008.

- Para compacta à torção:

$$M_{FLT} = Z \cdot f_y \text{ com limite superior de } M_{FLM} \leq 1,5 \cdot W \cdot f_y$$

- Para semicomcompacta à torção:

$$M_{FLT} = C_b \left[Z \cdot f_y - (Z \cdot f_y - 0,7 \cdot W \cdot f_y) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right]$$

$$\text{com limite superior de } M_{FLM} \leq Z \cdot f_y$$

- Para esbelta à torção:

$$M_{FLM} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{I_t \cdot L_b^2}{C_w} \right)}$$

onde:

Z : Módulo de resistência plástico da seção;

W : Módulo de resistência elástico da seção.

De maneira conservativa foi adotado $C_b = 1$.

9.2.2 Resistência ao cisalhamento (ELU)

Para essa verificação foi considerada a área efetiva de cisalhamento (A_w), em concordância com a seção 5.4.3.1.2 da NBR 8800:2008, como:

$$A_w = d \cdot t_w$$

onde:

d : Altura total da seção transversal;

t_w : Espessura da alma.

Os limites λ_p e λ_r foram determinados de acordo com a seção 5.4.3.1 da NBR 8800:2008 como sendo:

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} \quad e \quad \lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}}$$

O valor de K_v foi considerado como sendo igual a 5, pois as vigas não possuem enrijecedores transversais.

A força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}) foi determinada de acordo com a seção 5.4.3.1.1 da NBR 8800:2008 como sendo:

- Para $\lambda_a \leq \lambda_p$:

$$V_{Rd} = \frac{0,6 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

- Para $\lambda_p < \lambda_a < \lambda_r$:

$$V_{Rd} = \frac{0,6 \cdot A_w \cdot f_y \cdot \lambda_p}{\lambda_a \cdot \gamma_{a1}}$$

- Para $\lambda_a > \lambda_r$:

$$V_{Rd} = \frac{0,744 \cdot A_w \cdot f_y \cdot \lambda_p^2}{\lambda_a^2 \cdot \gamma_{a1}}$$

Para que o elemento fosse considerado aprovado a sua força cortante resistente de cálculo precisou ser superior a força cortante solicitante máximo atuando sobre ele.

9.2.3 Deslocamentos (ELS)

Foram verificados os deslocamentos das vigas no estado limite de serviço, considerando a combinação quase permanente. Os deslocamentos máximos foram obtidos com o auxílio do programa *Ftool* para o caso das vigas hiperestáticas, porém, para vigas biapoiadas com carregamento distribuído, aplicou-se as fórmulas diretamente na planilha eletrônica para extrair os resultados mais facilmente, tendo em vista que foi feita uma programação para rodar todas as vigas ao mesmo tempo.

Os deslocamentos limites foram determinados em acordo com o Anexo C da NBR 8800:2008, sendo $L/250$ para as vigas da marquise por ela ser uma viga de cobertura e $L/350$ para as outras vigas por serem vigas de piso.

9.2.4 Solução adotada e comentários gerais

A determinação do perfil da viga foi feita baseado em duas premissas: facilidade de execução da ligação e redução do peso. Essas premissas podem ser vistas, por exemplo,

quando tínhamos diferentes perfis que passaram nas verificações ELU e ELS, um perfil com tamanho igual ao perfil que ele está apoiado, porém mais leve, e outro perfil menor, porém mais pesado. Nesse caso, considerando que a diferença de peso não fosse tão significativa, optava-se por adotar o perfil menor, para que a ligação pudesse ser feita com apenas um corte.

A Tabela 48 apresenta o resumo com os esforços de entrada, vão considerado e valores limites para verificação:

Tabela 48 – Resumo dos casos e perfis analisados para a marquise

Perfil	Momento (kN.m)		Cortante (kN)		Flecha (mm)	
	Calc.	Resist.	Calc.	Resist.	Calc.	Limite
W 310x129	331	341,5	74	802,7	61	64
W 200x26,6	14,4	24,1	17,3	207,4	8	32

Fonte: autoral

9.3 Vigas mistas

A construção do dimensionamento das vigas mistas teve como base as especificações prescritas na NBR 8800:2008 visando uma análise intrínseca como abordado e mencionado nos tópicos subsequentes para que os resultados dos cálculos resistentes estivessem condizentes a qualquer pavimento e carregamento submetido à estrutura. Somado a isso, a construção da análise estrutural resistente varia em cada pavimento, pois não somente as cargas solicitantes foram diferentes, mas como também a altura da laje, que implicaria desde a largura efetiva explicada no tópico 9.3.1.1 até o número de conectores calculados no tópico 9.3.7, dentre outras considerações feitas e descritas nos tópicos abaixo.

Com isso, tornou-se necessária a automatização do dimensionamento como um todo para que com o resultado das cargas solicitantes pudesse ser feita uma análise com todos os perfis da Gerdau de acordo com o momento solicitante, esforço cortante, flecha atuante de acordo com a flecha máxima permitida e a contra flecha (CF) utilizada de acordo com a CF máxima calculada para que pudesse ser escolhido um perfil benéfico não só na resistência, mas também adequado ao uso e à economicidade da estrutura. Para isso a ordem dos tópicos subsequentes segue de maneira paralela aos passos necessários e prescritos na norma para a obtenção dos esforços resistentes.

De maneira sucinta o escopo do dimensionamento pode ser dividido em dois regimes:

- Regime elástico;
- Regime plástico.

O dimensionamento em regime elástico se dá com a distribuição linear das tensões normais ao longo da altura da seção transversal do elemento. Essa análise será necessária, principalmente, no caso da seção de aço ser semicompacta (ver 9.3.4.3) em função do carregamento solicitante antes e depois do concreto atingir 75% do f_{ck} . A análise elástica que compôs esse dimensionamento se deu mais sobre o cálculo dos deslocamentos como explicado em 9.3.2 haja vista que o momento fletor resistente calculado com base na plastificação total já que as seções foram classificadas como compactas em relação à flambagem local. Para o regime plástico tem a distribuição de tensão ao longo da altura da seção transversal do elemento assumindo que o mesmo atingiu sua capacidade total, por isso o diagrama de tensões é constante como se percebe na Figura 111 e para isso as vigas mistas biapoiadas e contínuas foram dimensionadas usando as propriedades plásticas e rígido-plástica, respectivamente, da seção mista de acordo com a classificação de seção (ver 9.3.4.1).

Para os critérios de cálculo utilizados, tomou-se como base a resistência à flexão determinada pela plastificação da seção assim como as análises de flambagem na seção. Para as regiões de momento positivo, não ocorrerá flambagem lateral devido a mesa superior está contida lateralmente pela laje de concreto, mas há possibilidade de flambagem local da alma (ver 9.3.3). Para as regiões de momento negativo, foi necessário a análise de flambagem lateral com distorção da seção transversal. No mais, para o cálculo da resistência ao cisalhamento o esforço cortante existente foi dimensionado como perfil de aço (ver 9.2.2).

9.3.1 Componentes da seção mista

9.3.1.1 Largura efetiva da mesa

O cálculo da largura efetiva tem sua importância devido a variação de tensões axiais na laje ocorrendo o efeito de *shear lag*, isto é, tem uma tensão normal maior logo acima da viga e vai decrescendo à medida que se distancia da mesma. Por isso esse efeito é levado em consideração nas normas para que possa assumir que as tensões são uniformes e iguais à tensão máxima nessa largura.

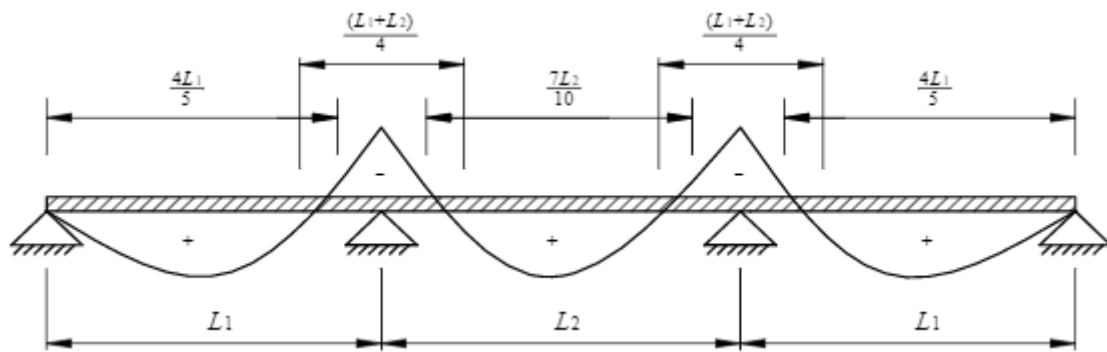
Segundo a NBR 8800:2008, a largura efetiva da mesa para vigas biapoiadas, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga mista, considerando entre linhas de centro de apoios;
- Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
- Distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

A largura efetiva da mesa de concreto de vigas contínuas e semicontínuas pode ser encontrada também utilizando os mesmos requisitos acima, porém levando em consideração as distâncias entre pontos de momento de nulo como na Figura 109. Isso acarreta,

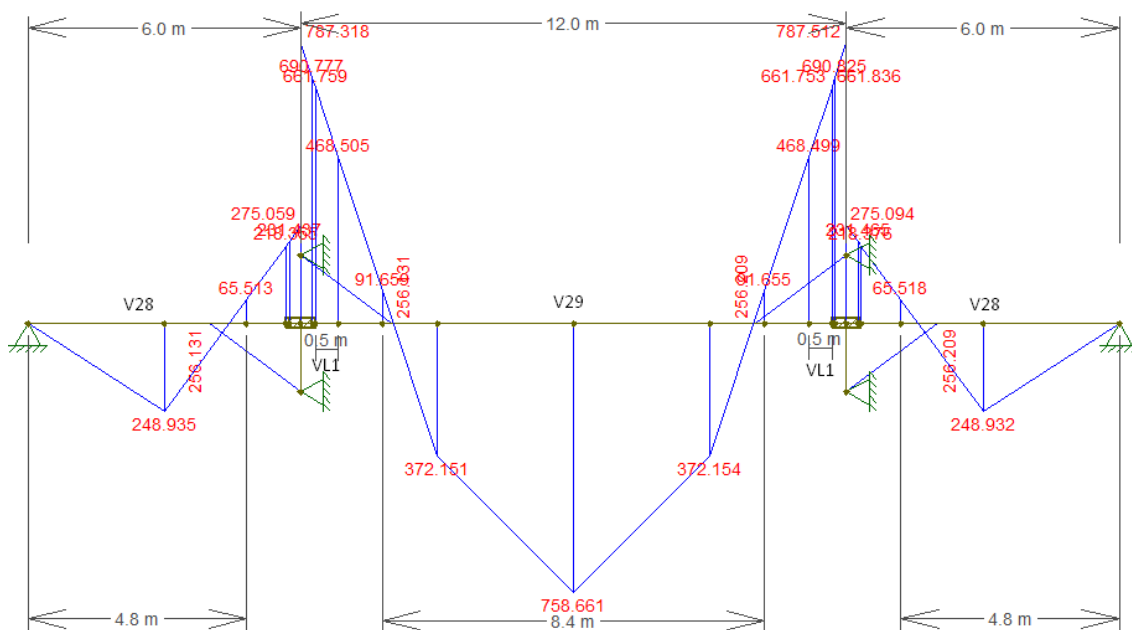
para uma mesma viga contínua, a variação do momento de inércia nas diferentes regiões de momentos positivo e negativo. Na região de momento negativo o momento de inércia é calculado com base na seção de aço e na armadura disposta na laje (ver 9.3.5) e nas regiões de momento positivo, um momento de inércia efetivo com a seção mista homogeneizada. Utilizou-se a ferramenta *Ftool* para determinar os esforços solicitantes na viga com seção variável em um modelo incluindo os pilares com meia altura acima e abaixo conforme mostrado na Figura 110.

Figura 109 – Distância simplificada entre os pontos de momentos nulos da viga contínua



Fonte: NBR 8800:2008.

Figura 110 – Diagrama de momento fletor da V28 e V29 junto com a VL1 do pavimento comercial no ELU sem a contribuição do vento



Fonte: autoral

A devida atenção dada ao cálculo da largura efetiva torna-se fundamental para uma melhor acurácia dos resultados prescritos no tópico 9.6 pois seu resultado é a principal entrada para o dimensionamento da viga mista em si, influenciando primeiramente na homogeneização da seção mista o que altera no momento de inércia efetivo. Além de alterar o posicionamento da Linha Neutra Plástica (LNP) devido a variação no valor da compressão na laje de concreto em regime plástico, o que acarreta numa nova equação da carga resistente. Somado a isso, a variação dessa compressão da laje de concreto de acordo com a largura efetiva influencia no cálculo de número de conectores como explicado no tópico 9.3.7. Portanto, a criação de uma planilha automatizada foi fundamental para uma melhor acurácia e precisão dos resultados obtidos.

9.3.1.2 Seção homogeneizada para cálculos em regime elástico e efeitos de longa duração

Para o cálculo das propriedades geométricas no regime plástico, deve ser feita uma homogeneização da largura efetiva que a seção transversal de concreto seja transformada em uma área de aço equivalente. Essa transformação se dá através do fator α relacionando a fração do módulo de elasticidade do aço pelo módulo de elasticidade secante do concreto como em:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c}$$

De acordo com a NBR 8800:2008 para cargas de curta duração pode-se considerar o valor médio do módulo secante do concreto (ver 4.2.3). Para cargas de longa duração deve-se levar em conta o efeito de fluência do concreto considerando que a deformação plástica vale φ vezes a deformação elástica tendo:

$$\varepsilon_{c\infty} = \varepsilon_{c0} + \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \cdot (1 + \varphi)$$

Relacionando o módulo de elasticidade com a deformação, resultando na expressão:

$$E_{c\infty} = \frac{E_{c0}}{1 + \varphi}$$

$$\alpha_{\infty} = \alpha \cdot (1 + \varphi)$$

onde:

- $E_{c\infty}$: deformação total;
- E_{c0} : deformação elástica;
- E_{cc} : deformação plástica;
- φ : coeficiente de fluência.

Para o cálculo de φ pode-se utilizar a expressão fornecida NBR 6118:2003 em função dos parâmetros mencionados. Com base nos valores apresentados pela referida norma, pode-se recomendar um fator média com $\varphi = 2$ onde se refere às cargas aplicadas ao concreto a partir de 28 dias. Com isso, temos que:

$$\alpha_{\infty} = \alpha \cdot (1 + \varphi) = 3\alpha$$

9.3.1.3 Momento de inércia efetivo

Uma das principais vantagens do uso de vigas mistas é o aumento considerável do momento de inércia e, conseqüentemente, da rigidez da viga a qual está sendo analisada. Entretanto, para a conjuntura deste edifício, o cálculo do momento de inércia efetivo depende de diversos fatores de análise dependentes de parâmetros variáveis ao longo da edificação. Para isso, torna-se necessária a automatização desse cálculo, visto que não somente a altura da laje varia de acordo com a localidade do edifício, mas também a largura efetiva para cada viga que está sendo analisada e o grau de conexão n definido abaixo, entre outros parâmetros destacados mais à frente. Para o cálculo do momento de inércia efetivo, temos que:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} \cdot (I_{tr} - I_a)$$

onde:

I_{ef} : momento de inércia efetivo;

I_a : momento de inércia do perfil de aço isolado;

I_{tr} : momento de inércia da seção mista homogeneizada;

$\sum Q_{Rd}$: pode ser calculado, conforme o cálculo da posição da linha neutra plástica (LNP), sendo, portanto, $A_a \cdot f_{yd}$ com a LNP no perfil de aço e $0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_e \cdot t_c$ com a LNP na laje de concreto;

F_{hd} : força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje igual ao menor valor entre $A_a \cdot f_{yd}$ e $0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_e \cdot t_c$.

O grau de interação da viga mista de alma cheia em mesas de áreas iguais, dado por $\eta = \frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}$, pôde ser tomado como 1 devido à interação completa adotada.

9.3.2 Deslocamentos

No cálculo dos deslocamentos em vigas mistas, é necessário levar em conta a seqüência construtiva, o efeito da fluência e retração do concreto e a condição de resistência no caso de vigas com seção de aço compacta (interação completa ou parcial), que determina o tipo de comportamento sob cargas em serviço.

Como mencionado no sistema de pisos (ver 5.3.2.1), não foram utilizadas escoras provisórias durante a concretagem da laje e, por isso, o peso próprio da estrutura foi resistido apenas pela viga metálica. Assim, calculou-se as flechas máximas considerando apenas o momento de inércia da seção de aço.

Além dos critérios de cálculo utilizados para resistência à flexão, a análise dos deslocamentos no estado limite de utilização com as cargas permanentes se deu com base na flecha limite atuante na viga (ver 9.2.3). Também foi analisado se o valor da contraflecha utilizada seria maior que a contraflecha máxima permitida para cada carregamento.

9.3.3 Flambagem local da alma (FLA)

Para a determinação do momento resistente máximo quanto à flambagem local, utiliza-se o mesmo princípio do item 9.2.1.1, relacionando a classificação da seção quanto à esbeltez da alma. Diferente do cálculo do momento resistente máximo para as vigas de alma cheia, na seção de viga mista, a mesa comprimida (superior) é contida pela laje e, portanto, dispensa análise à flambagem local da mesa (FLM).

9.3.4 Momento fletor resistente em regiões de momento positivo

Para o dimensionamento das vigas mistas, foram verificadas as resistências no estado limite último de acordo a classificação da seção, sendo esta compacta ou semi-compacta, como explicitado nos itens subsequentes. Para a seção onde para a primeira o cálculo do momento resistente é feito em regime plástico e para o segundo é feito em regime elástico de acordo com a distribuição de tensão explicitado no item 9.3.4.3.

9.3.4.1 Momento fletor para vigas com seção de aço compacta e com interação completa

Para seção compacta, onde $\lambda_a \leq \lambda_p$, e com interação completa o cálculo do momento resistente se dá com a plastificação total da seção. Com isso, considerando em regime plástico, o diagrama da distribuição de tensões segue de maneira constante ao longo da seção como na Figura 111. Para isso, o momento resistente foi calculado de tal forma que:

$$M_{Rd} = F_{cd} \cdot z = F_{td} \cdot z$$

Onde:

M_{Rd} : momento resistente;

$F_{cd} = F_{td}$: força de compressão e tração, respectivamente;

z : braço de alavanca, distância entre a força de tração e compressão.

Sendo assim, foi determinado o cálculo do momento fletor resistente de acordo com a equação equivalente à cada classificação explicitada abaixo, em relação à seção

compacta e semicompacta retirada do Anexo O da NBR 8800:2008. Somado a isso, para as duas relações subsequentes de seção de aço compacta e interação completa, a posição da linha neutra da seção plastificada se dá através da relação entre a força resistente máxima de tração na seção de aço e a força resistente de compressão da espessura comprimida na laje de concreto. Com isso a resultante de tração no aço e de compressão na laje de concreto se dá por:

$$T_{ad} = \frac{f_y \cdot A}{y_{a1}}$$

$$C_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_e \cdot t_c}{y_{cs}}$$

onde:

- T_{ad} : força resistente da região tracionada do perfil de aço;
 C_{cd} : força resistente da região comprimida na laje de concreto;
 f_y : resistência ao escoamento do aço;
 A : área da seção de aço.

Com o equilíbrio das forças na seção, conclui-se que:

Se $C_{cd} > T_{ad}$, a linha neutra plástica está na laje de concreto;

Se $C_{cd} < T_{ad}$, a linha neutra plástica está na seção de aço.

- Linha neutra da seção plastificada na laje de concreto

Para seção com a linha neutra nesta posição, observou-se através da equação de equilíbrio das forças na seção que a força resistente máxima de tração no perfil de aço foi menor que a força de compressão na espessura da laje de concreto. Sendo assim, para a equação equivalente ao cálculo do momento resistente retirado do Anexo O da NBR 8800:2008, temos que:

$$M_{Rd} = B_{vm} \cdot T_{ad} \cdot \left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

onde:

- B_{vm} : coeficiente para a rotação necessária para a ligação mista;
 d_1 : distância da face superior até o centro geométrico do perfil de aço;
 h_f : espessura do concreto abaixo do topo da fôrma;
 t_c : espessura da laje de concreto;
 a : a profundidade da seção de concreto comprimida, $a \leq t_c$.

No mais, analisando a força resistente da região tracionada, considerando vigas biapoiadas ou contínuas, $B_{vm} = 1,0$. Temos que para o cálculo do valor máximo da resistência à tração T_{ad} ocorre quando a área tracionada é igual a área da seção de aço A.

$$T_{ad} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{a1}}$$

Com isso, temos que o momento resistente é então dado por:

$$M_{Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{a1}} \cdot \left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

- Linha neutra da seção plastificada no perfil de aço

Para seção com a linha neutra nesta posição, observou-se que uma parte do perfil de aço contribui com uma força de compressão C_{ad} além da força de compressão já existente na laje de concreto C_{cd} . Sendo assim, para a equação equivalente ao cálculo do momento resistente retirado do Anexo O da NBR 8800:2008, temos que:

$$M_{Rd} = B_{vm} \cdot \left[C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left(d + h_f - y_t + \frac{t_c}{2} \right) \right]$$

onde:

B_{vm} : coeficiente para a rotação necessária para a ligação mista;

C_{ad} : força resistente da região comprimida do perfil de aço;

C_{cd} : força resistente da espessura comprimida da laje de concreto;

d : altura total do perfil de aço;

y_t : a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil;

y_c : é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil;

t_c : altura da laje de concreto.

Além do mais, a posição da linha neutra na seção de aço pode estar tanto na mesa superior a esta seção quanto na alma dela, o que ocasiona numa maior contribuição da força resultante de compressão. Por fim, com a força resistente de compressão da espessura na laje de concreto, foi retirado do anexo O da NBR 8800:2008 as 2 relações abaixo:

Para linha neutra na mesa superior, temos que:

$$C_{ad} \leq A_{af} \cdot f_{yd}$$

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af} \cdot f_{yd}} \cdot t_f$$

Para linha neutra na alma, temos que:

$$C_{ad} > A_{af} \cdot f_{yd}$$

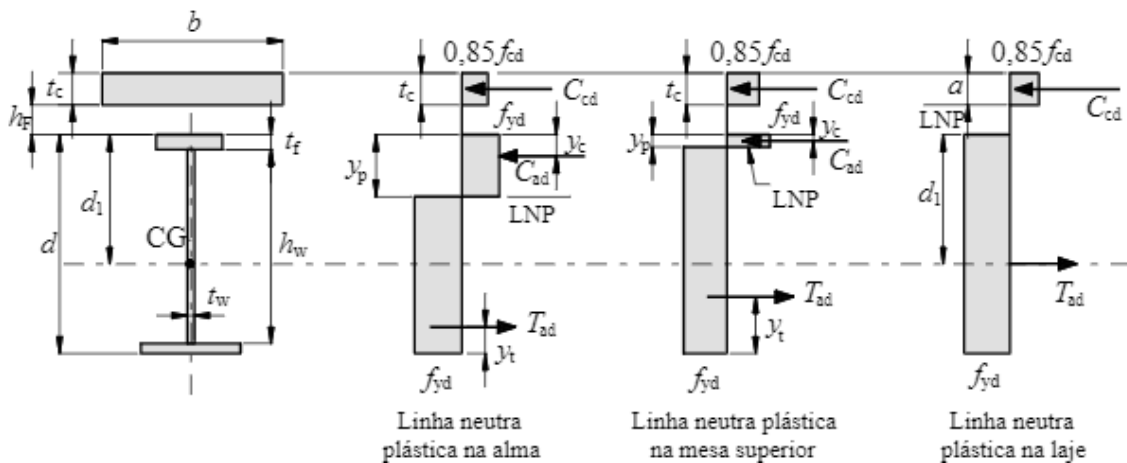
$$y_p = t_f + h_w \cdot \left(\frac{C_{ad} - A_{af} \cdot f_{yd}}{A_{aw} \cdot f_{yd}} \right)$$

onde:

A_{af} : área da mesa superior do perfil de aço;

A_{aw} : área da alma do perfil de aço.

Figura 111 – Distribuição das tensões em regime plástico para seção compacta e as respectivas posições da LNP



Fonte: NBR 8800:2008

9.3.4.2 Momento fletor para vigas com seção de aço compacta e com interação parcial

Para a interação parcial, a linha neutra plástica fica localizada no perfil de aço e apenas a laje passa a estar comprimida. Nas vigas mistas, essa interação parcial ocorre quando a interação total é atingida pela resistência da seção mista à flexão com o estado do limite último sendo a ruptura da conexão. Para isso foi retirado do Anexo O da NBR 8800:2008 para o cálculo do momento resistente como:

$$M_{Rd} = B_{vm} \cdot \left[C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left(d + h_f - y_t + t_c - \frac{a}{2} \right) \right]$$

onde:

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot B_e}$$

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto a compressão;

B_e : largura efetiva da laje de concreto.

9.3.4.3 Para a seção de aço semicompacta com interação completa:

Nesse caso, o cálculo do momento resistente se dá em regime elástico relacionando as diferentes tensões atuantes na mesa superior e inferior do perfil de aço e para isso foi retirado do anexo O da NBR 8800:2008 as 2 relações abaixo:

$$\sigma_{td} = \frac{M_{sd}}{(W_{tr})_i}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{sd}}{\alpha_E (W_{tr})_s}$$

onde:

σ_{td} : a tensão de tração de cálculo na mesa inferior do perfil de aço;

σ_{cd} : a tensão de compressão de cálculo na face superior do perfil de aço;

$(W_{tr})_i$: o módulo de resistência elástico inferior da seção mista;

$(W_{tr})_s$: o módulo de resistência elástico superior da seção mista.

9.3.4.4 Para a seção de aço semicompacta com interação parcial

Para a interação parcial segue a mesma metodologia para do item 9.3.4.3 substituindo apenas o módulo de resistência elástico da parte inferior da seção, $(W_{tr})_i$ por:

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{Hd}}} \cdot [(W_{tr})_i - W_a]$$

onde:

W_a e W_{ef} : são, respectivamente, os módulos de resistência inferior da seção de aço e da seção homogeneizada.

9.3.5 Momento fletor resistente em regiões de momento negativo

O primeiro passo para a determinação do momento resistente máximo limitado pela flambagem local da mesa foi classificar cada elemento quanto a sua esbelteza. Para que não houvesse flambagem local da mesa foi definido uma relação de seção da mesma,

mantendo a normatização estabelecido pela norma NBR 8800:2008, mas alterando a apresentação de tal forma que:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

onde:

b_f : largura da mesa superior do perfil de aço;
 t_f : a espessura da mesa superior do perfil de aço.

E para que não houvesse flambagem local da alma, a relação entre as dimensões especificadas abaixo deve ser respeitada.

$$\frac{h_p}{t_w} \leq 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

onde:

h_p : será duas vezes a altura da parte comprimida da alma (subtraído de duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma)
 t_w : espessura da alma

Para o cálculo do momento fletor resistente nas regiões de momento negativo é o mesmo da seção de aço, levando em conta a contribuição da armadura longitudinal que está distribuída na largura efetiva da laje de concreto conforme a Figura 112, para isso foi retirado do anexo O da NBR 8800:2008 a relação abaixo:

$$T_{ds} = A_{sl} \cdot f_{sd}$$

$$M_{Rd}^- = T_{ds} \cdot d_3 + A_{at} \cdot d_4 \cdot f_{yd} + A_{ac} \cdot d_5 \cdot f_{yd}$$

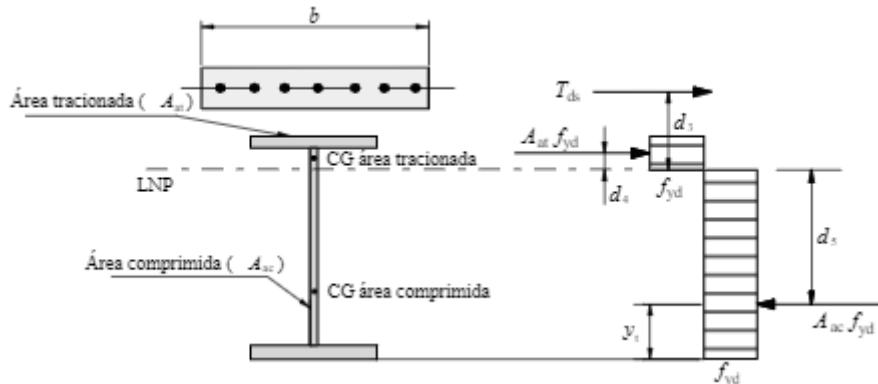
onde:

A_{sl} : área da armadura longitudinal distribuída dentro da largura efetiva da laje de concreto;
 T_{ds} : a força resistent de tração nas barras das armaduras longitudinais;
 A_{at} : área tracionada da seção do perfil de aço;
 A_{ac} : área comprimida da seção do perfil de aço;
 d_3 : distância do centro geométrico da armadura longitudinal até a linha neutra plástica (LNP);

d_4 : distância da LNP até o centro geométrico da área onde está situado a resultante da força de tração;

d_5 : distância da LNP até o centro geométrico da área onde está situado a resultante da força de compressão.

Figura 112 – Distribuições de tensões para momento fletor negativo



Fonte: NBR 8800:2008

9.3.5.1 Flambagem lateral com distorção da seção transversal

A principal análise condizente nas vigas contínuas da torre nas regiões de momento negativo se dá pela configuração causada pela tração no aço e, conseqüentemente, sua fissuração. Além do mais, nessas regiões a mesa inferior comprimida não tem enrijecimento lateral causado pela laje igual nas regiões de momento positivo, desta forma fica sujeita à flambagem local da alma e lateral da mesa inferior. Sendo assim, a flambagem denomina-se como lateral por distorção com alma sofrendo flexão e a mesa inferior comprimida deslocando para lateral. Para isso, foi retirado do anexo O da NBR 8800:2008 a relação em que:

$$M_{Sd}^- \leq \chi_{dist} \cdot M_{Rd}^-$$

Onde:

M_{Sd}^- : o momento fletor solicitante de cálculo na região de momento negativo;

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

Esse fator de redução associado à resistência a compressão pode ser relacionado em função do parâmetro de esbeltez λ_{dist} e é dado por:

$$\text{Para } \lambda_{dist} \leq 1,5: \quad \chi_{dist} \leq 0,658 \lambda_{dist}^2$$

$$\text{Para } \lambda_{dist} > 1,5: \quad \chi_{dist} \leq \frac{0,877}{\lambda_{dist}^2}$$

Como os perfis adotados para as vigas contínuas onde há a possível ocorrência de flambagem lateral são perfis duplamente simétricos, o cálculo do parâmetro de esbelteza pode ser simplificado, de forma conservadora, pela seguinte expressão:

$$\lambda_{dist} \leq 5 \cdot \left(1 + \frac{t_w h_w}{4 \cdot b_f t_f} \right) \cdot \left(\left(\frac{f_y}{C_{dist} \cdot E} \right)^2 \left(\frac{h_w^3}{t_w} \cdot \frac{t_f}{b_f} \right) \right)^{0,25}$$

onde:

C_{dist} : o coeficiente dependente da distribuição de momentos fletores no comprimento da viga. Analisando para a viga contínua com carregamento em todo o comprimento a partir da Tabela O.1 da NBR 8800:2008, $C_{dist} = 21,9$.

9.3.6 Construção não-escorada

Para seção de aço compacta o cálculo do momento resistente é obtido de acordo com os critérios explicitados no item 9.3.4.1 e 9.3.4.2. Para a seção de aço semcompacta, a tensão ocorre em regime elástico com análise linear das tensões na mesa superior e inferior da seção analisando os momentos fletores atuantes antes e depois de o concreto atingir 75% de f_{ck} . Somado a isso, foi retirado do anexo O da NBR 8800:2008 as relações abaixo considerando que o sistema adotado nesse projeto com a utilização de laje *steel deck* suportando as cargas existentes durante o andamento da obra devido a rigidez que as nervuras geram na forma metálica dispensa a utilização de escoras respeitando as especificações abaixo:

- O componente de aço, por si só, deve ter resistência de cálculo adequada para suportar todas as ações de cálculo aplicadas antes de o concreto atingir uma resistência igual a 0,75 de f_{ck}
- Nas vigas mistas de alma cheia para seção de aço semcompacta, a contribuição das tensões devidas aos momentos M_{1d} e M_{2d} , oriundos, respectivamente, das cargas aplicadas antes e depois da resistência do concreto atingir 75% de f_{ck} é no máximo $\frac{f_y}{\gamma_a}$, tem então:

$$\left(\left(\frac{M_{Ga,sd}}{W_a} \right) + \left(\frac{M_{L,sd}}{W_{ef}} \right) \right) \leq f_{yd}$$

onde:

$M_{Ga,sd}$ e $M_{L,sd}$: sendo os momentos devido as ações atuantes, respectivamente, antes e depois da resistência do concreto atingir 75% de f_{ck} ;

W_a e W_{ef} : foram calculados conforme 9.3.4.4.

9.3.7 Conectores de cisalhamento

Nas vigas mistas, os conectores têm com função conectar as vigas à laje a fim de que ambos trabalhem como um conjunto para resistir a flexão. A NBR 8800:2008 afirma que a resistência de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça é o menor valor encontrado dentre as seguintes equações:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \text{ e } Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}}$$

onde:

γ_{cs} : coeficiente de ponderação da resistência do conector, usado como 1,25 considerando combinações últimas de ações normais;

A_{cs} : área da seção transversal do conector;

E_c : módulo de elasticidade do concreto;

f_{ucs} : a resistência à ruptura do conector, foi o utilizado o aço ASTM A108-Grau 1020, com resistência à ruptura de 400 MPa de acordo com o anexo A da NBR 8800:2008;

R_g : coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

R_p : coeficiente para consideração da posição do conector.

Os coeficientes R_p e R_g são fatores que consideram a redução de resistência do conector quando usado em lajes com fôrma de aço incorporada. Ambos têm relação com a disposição das nervuras perpendiculares ou paralelas ao perfil de aço. Como a disposição das vigas mistas do edifício compõe os dois tipos de disposição, a análise dos coeficientes foi necessária para o dimensionamento dos conectores. Somado a isso, o fator R_p leva em conta a influência da posição do conector em relação à face das nervuras em função do sentido da resultante de compressão, já o fator R_g relaciona o efeito dos conectores nas nervuras de acordo com a quantidade, sendo seu fator igual a 1, 0,85 e 0,7 para um, dois e três ou mais conectores, respectivamente.

Sendo assim, para o número de conectores calculado nesse dimensionamento considerou-se que para a seção de aço compacta com ligação total, os conectores são dimensionados de maneira que a viga mista possa atingir seu momento plástico de ruptura sem a separação entre a laje e o perfil de aço. Por tanto, o número de conectores foi calculado em função da resistência da viga mista e não das cargas atuantes na mesma. Por fim, o número de conectores relaciona com a posição da linha neutra plástica de tal forma que:

- Para LNP na seção de aço:

$$n \geq \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_e \cdot h_c}{Q_{Rd}}$$

- Para LNP na laje:

$$n \geq \frac{A \cdot f_y}{Q_{Rd}}$$

Para as limitações existentes em relação ao espaçamento entre os conectores, foram retiradas da NBR 8800:2008 as relações abaixo:

- O espaçamento máximo entre conectores não deve ser maior que 8 vezes a espessura total da laje ou superior a 915 mm no caso das lajes com as nervuras perpendiculares ao perfil metálico.
- O espaçamento mínimo é de quatro diâmetros de conectores, pois a laje possui forma de aço incorporada, e quatro diâmetros na direção transversal ao vão da viga.

9.4 Pilares em aço

De acordo com a concepção estrutural apresentada em 5.3.1, foi adotado perfis soldados para a região do embasamento e para os pilares da fachada da torre a partir da elevação +6000 mm.

9.4.1 Esbeltez

Segundo o item 5.3.4.1 da NBR 8800:2008, o índice de esbeltez pode ser calculado através da seguinte equação:

$$\lambda = \frac{kL}{r} \leq 200$$

Onde:

- k : Coeficiente de flambagem;
 L : Comprimento destravado;
 r : Menor entre os raios de giração de cada eixo.

Como, em todos os casos da edificação apresentada, os pilares recebem ao menos duas vigas em direções ortogonais, as análises de peça comprimida foram feitas considerando todos os pilares rotulado-rotulado. Dessa forma, de acordo com a Tabela E.1 da NBR 8800:2008, foi adotado um coeficiente de flambagem $k=1,0$.

9.4.2 Resistência à compressão

De acordo com o item 5.3.2 da NBR 8800:2008, a expressão usada para determinar a normal de compressão resistente de cálculo é:

$$N_{CRd} = \frac{\chi \times Q \times A_g \times f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde:

- χ : Fator de redução associado à resistência à compressão;
 Q : Fator de redução total associado à flambagem local;
 A_g : Área bruta da seção transversal da barra.

Portanto, para o perfil passar na verificação, a sollicitação normal de cálculo deve ser menor que a resistência apresentada acima.

9.4.2.1 Fator de redução associado à flambagem local

O cálculo para determinar o fator de redução associado à flambagem local encontra-se no anexo F da NBR 8800:2008.

Para os perfis adotados do tipo H soldado, devemos calcular duas relações, uma relacionada a alma e outra a mesa da seção, e compará-las com seus respectivos valores limites apresentados na Tabela F.1 da NBR 8800:2008, na qual este tipo de seção se enquadra no grupo 2, considerando o elemento AA, e grupo 5, considerando o elemento AL:

Tabela 49 – Relações para consideração associadas à flambagem local do perfil H

Região	Relação	Valor limite
Mesa (elemento AL*)	$\frac{b_f}{2 \times t_f}$	$0,64 \times \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}}$
Alma (elemento AA**)	$\frac{h}{t_w}$	$1,49 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

* Elemento apoiado livre;
 ** Elemento apoiado-apoiado.

Fonte: autoral

Considerando o elemento AL e seguindo as recomendações do item F.2 da NBR 8800:2008, define-se o valor de Q_s – fator de redução para elementos AL:

$$Q_s = 1,00 \text{ se, } \frac{b_f}{t_f} \leq 0,64 \times \sqrt{\frac{E}{\frac{f_y}{k_c}}}$$

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \times \frac{b_f}{t_f} \times \sqrt{\frac{f_y}{k_c \times E}} \text{ se, } 0,64 \times \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}} < \frac{b_f}{t_f} \leq 1,17 \times \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}}$$

$$Q_s = \frac{0,90 \times E}{f_y \times \left(\frac{b_f}{t_f}\right)^2}, \text{ se } \frac{b_f}{t_f} > 1,17 \times \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}}$$

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

Para o elemento AA, o primeiro passo é calcular o valor de b_{ef} , de acordo com o item F.3.2 da NBR 8800:2008:

$$b_{ef} = 1,92 \times t \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \left(1 - \frac{c_a}{b} \times \sqrt{\frac{E}{\sigma}}\right) \leq b$$

onde:

b : Altura da alma;

t : Espessura da alma;

c_a : coeficiente igual a 0,34 para o tipo de seção adotada.

Com esse valor definido, calcula-se a área efetiva da seção transversal, apresentada no item F.3.1 da NBR 8800:2008:

$$A_{ef} = A_g - \sum_i (b_i - b_{efi}) \times t$$

Define-se, então, o fator de redução das seções transversais com elemento comprimidos AA, seguindo o mesmo item da norma:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$$

Por fim, baseado no item F.1.3, determinou-se o fator de redução total:

$$Q = Q_s \times Q_a$$

9.4.2.2 Fator de redução associado à resistência à compressão

Para determinação do fator de redução associado à resistência à compressão, deve-se calcular, inicialmente, a força axial de flambagem elástica, definida no Anexo E da NBR 8800:2008.

$$N_e = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(k \times L)^2}$$

onde:

- E : Modelo de elasticidade do aço;
 I : Momento de inércia;
 kL : Comprimento de flambagem.

Com a força axial de flambagem calculada, define-se o índice de esbeltez reduzido, apresentado no item 5.3.3.2 da mesma norma:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}}$$

Por fim, calcula-se o valor do fator associado à resistência à compressão, que leva em conta as influências das tensões residuais e da curvatura inicial da barra (imperfeições iniciais), de acordo com o item 5.3.3.1 da NBR 8800:2008:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}, \text{ se } \lambda_0 \leq 1,5$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}, \text{ se } \lambda_0 > 1,5$$

9.4.3 Solução adotada e comentários gerais

O memorial de cálculo encontra-se em anexo seguindo todos os passos citados nos tópicos anteriores. Foram analisados todos os perfis comerciais disponíveis e os perfis que passaram na verificação ELU foram selecionados pensando na ligação com as vigas (que foram dimensionadas antes do pilar) e com os próprios pilares (região de transição), no peso linear e na rigidez necessária para passar também na verificação ELS.

As tabelas a seguir apresentam o resumo com os esforços de entrada, comprimento de flambagem considerado, elevação e a normal resistente calculada para cada caso considerado:

Tabela 50 – Resumo dos casos e perfis de aço analisados na região do embasamento

Perfil	Elevação (m)	Normal (kN)		Comp. Flamb. (m)
		Cálculo	Resistente	
CS 300x109	-6,00	3500	4080	3,00
CS 300x109	+6,00	2450	2830	6,00

Fonte: autoral

Tabela 51 – Resumo dos casos e perfis de aço analisados na fachada da torre

Perfil	Elevação (m)	Normal (kN)		Comp. Flamb. (m)
		Cálculo	Resistente	
CS 550x498	-6,00	13900	19240	3,00
CS 550x498	+6,00	13300	17390	6,00
CS 550x279	+45,00	8000	10770	3,00
CS 550x279	+93,00	4100	10770	3,00

Fonte: autoral

Tabela 52 – Resumo dos perfis de aço adotado e localização

Perfil	Nasce (m)	Morre (m)	Região
CS 300x109	-6,00	+6,00	Embasamento
CS 550x498	-6,00	+45,00	Fachada da torre
CS 550x279	+45,00	+147,00	Fachada da torre

Fonte: autoral

9.5 Pilares mistos

Assim como apresentado em 5.3.1, foram usados pilares mistos no interior da torre. Todo o dimensionamento foi feito com o auxílio do Anexo P da NBR 8800:2008, para tanto adotou-se as premissas básicas apresentadas no item P.1.2. da norma: flambagem local para força axial e momento fletor não sendo um estado-limite último predominante, ocorre a interação completa entre o aço e o concreto, e as imperfeições são consistentes, dentro do limite estabelecido.

Inicialmente, foi verificado a flambagem local dos elementos de aço, seguindo o item P.1.4.1., no qual, estabelece o limite para que as resistências dos materiais sejam alcançadas:

$$\frac{D}{t} \leq 0.15 \times \frac{E}{f_y}$$

9.5.1 Resistência à compressão

O cálculo da resistência à compressão começou determinando o módulo de elasticidade do concreto reduzido para levar em consideração os efeitos de retração e fluência. Entretanto, segundo o item P.3.3. da NBR, simplificada, podemos considerar o coeficiente de fluência igual a zero de forma que:

$$E_{c.red} = E_c$$

Aplicando a equação do item P.3.4 da NBR 8800:2008, foi possível definir a rigidez efetiva à flexão:

$$EI_e = E_a I_a + 0,6 \times E_{c.red} I_c \times E_s I_s$$

onde:

- E_a : Módulo de elasticidade do aço estrutural;
- I_a : Momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;
- E_s : Módulo de elasticidade do aço da armadura;
- I_s : Momento de inércia da seção transversal da armadura do concreto.

Destaca-se que a armadura longitudinal adotada foi definida a partir de um método iterativo respeitando os limites impostos no item P.1.3 da norma que limita a taxa de aço entre 0,3 e 4%.

Com o valor da rigidez relativa à flexão calculado, foi possível determinar a normal crítica calculada através da seguinte relação:

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 \times EI_e}{k \times L}$$

De maneira análoga ao que foi justificado no item anterior, foi considerado o $k = 1,0$, de forma que o L usado no cálculo fosse sempre a diferença de nível entre dois pavimentos consecutivos (3,00 m).

9.5.1.1 Força axial de compressão resistente da seção transversal à plastificação total

Em seguida, definiu-se a força axial de compressão resistente da seção transversal à plastificação total de cálculo e característica, calculadas, respectivamente, como apresentadas nos itens P.4 e P.3.2 da NBR:

$$N_{pl.Rd} = f_{yd} \times A_a + \alpha \times f_{cd} \times A_c + f_{sd} \times A_s$$

$$N_{pl.R} = f_{yk} \times A_a + \alpha \times f_{ck} \times A_c + f_{sk} \times A_s$$

Em que o $\alpha = 0,95$ devido a consideração de seção tubular circular preenchida com concreto.

É válido pontuar que, foi verificado o fator de contribuição do aço, seguindo as recomendações do item P.1.3 da NBR, em que limita a contribuição entre 20% e 90%, podendo ser verificada a partir da seguinte relação:

$$\delta = \frac{A_a \times f_{yd}}{N_{pl.Rd}}$$

Segundo o item P.3.1 da NBR, a força axial resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à flexão pode ser calculada aplicando a seguinte equação:

$$N_{Rd} = \chi \times N_{pl.Rd}$$

9.5.1.2 Fator de redução associado à resistência à compressão

Com a normal crítica e a força axial de compressão resistente da seção transversal à plastificação total calculada, determina-se o índice de esbeltez reduzido seguindo a equação apresentada em P.3.2 da norma e evidenciada a seguir:

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl.R}}{N_e}}$$

Esse valor é, inicialmente, comparado com o valor limite (não superior a 2,0) definido no item P.1.3 da NBR e, se aprovado, define-se o fator de redução associado a flexão definido no item 9.4.2.

9.5.2 Flexo-compressão

Para a verificação da flexo-compressão adotou-se o Modelo I simplificado, em que, de acordo com o item P.5.2, essa avaliação deve ser feita seguindo as orientações do item 5.5.1 da própria NBR, substituindo os momentos resistentes de cálculo pelos momentos fletores de plastificação de cálculo apresentado no item P.5.4.2, uma vez que o pilar misto adotado apresenta seção duplamente simétrica:

$$M_{max.pl.Rd} = f_{yd} \times Z_a + 0,5 \times \alpha \times f_{cd} \times Z_c + f_{sd} \times Z_s$$

onde:

Z_a : Módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço;

Z_s : Módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto;

Z_c : Módulo de resistência plástico da seção de concreto, considerado não-fissurado.

Segundo o item 5.5.1.2 da NBR, o perfil pode ser verificado a partir de duas equações definida de acordo com a relação entre o esforço normal de cálculo e a normal resistente calculada em 9.5.1. As equações estão resumidas na tabela a seguir:

Tabela 53 – Equações para verificação da Flexo-compressão

Relação	Verificação
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$	$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{M_{x.Sd}}{M_{max.pl.Rd}} + \frac{M_{y.Sd}}{M_{max.pl.Rd}} \right) \leq 1,0$
$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$	$\frac{N_{Sd}}{2 \times N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x.Sd}}{M_{mx.pl.Rd}} + \frac{M_{y.Sd}}{M_{max.pl.Rd}} \right) \leq 1,0$

Fonte: autoral

Uma vez que essa inequação seja atendida, o perfil adotado foi dimensionado.

9.5.3 Solução adotada e comentários gerais

Assim como enunciado no item 9.4.3, o memorial de cálculo encontra-se em anexo seguindo todos os passos citados nos tópicos anteriores. Para este caso, devido a concepção dos pilares interiores da torre serem engastado para formar um sistema apor-ticado, como enunciado no item 5, e também devido ao número de pavimentos da torre, os pilares necessários para suportar o carregamento imposto e para dar a rigidez necessá-ria para a torre frente ao deslocamento acentuado, precisou-se adotar um perfil não cata-logado. Para tanto, buscou-se informações de chapas comerciais para fabricação de um perfil especial.

Os perfis adotados foram definidos a partir da verificação ELU, do peso linear, facilidade de ligação com a concepção adotada e para dar a rigidez necessária para passar também na verificação ELS. As tabelas a seguir apresentam o resumo com os esforços de entrada, comprimento de flambagem considerado, elevação, a normal resistente calculada e a proporção de utilização do perfil:

Tabela 54 – Resumo dos casos e perfis mistos analisados na região da torre

Perfil	Elev. (m)	Normal		Momento		Prop. (%)	Comp. Flamb. (m)	
		Calc.	Resist.	x-x	y-y			Resist.
Φ675x911	-6,00	35700	44670	0	550	8874	85,4	3,00
Φ675x911	+6,00	35100	42740	0	300	8874	85,1	6,00
Φ675x911	+45,00	24300	44670	710	0	8874	64,0	3,00
Φ675x402	+93,00	12800	25844	765	0	4395	60,1	3,00
Φ675x402	+147,00	600	25844	1200	0	4395	21,0	3,00

Fonte: autoral

Tabela 55 – Resumo dos perfis mistos adotado e localização

Perfil	Chapa (mm)	Nasce (m)	Morre (m)	Região
Φ675x911	60	-6,00	+93,00	Interior da torre
Φ675x402	25	+93,00	+147,00	Interior da torre

Fonte: autoral

9.6 Análise de Resultados das vigas

A partir do dimensionamento das vigas descrito no tópico 9.3 pôde ser feita uma tabela com os resultados solicitantes e resistentes para cada pavimento se atentando às características pertinentes de análises descritas abaixo para que pudesse ser escolhido um perfil, tal que fosse condizendo com a análise plástica e elástica da seção. O dimensionamento foi construído, a princípio, para todos os possíveis casos. No entanto, para os critérios de cálculo dos esforços resistentes foram utilizados apenas perfis com seção compacta com a LNP tanto na laje de concreto quanto no perfil de aço e interação completa.

9.6.1 Vigas mistas dos subsolos e embasamento

Devido ao sistema estrutural utilizado com as articulações rotuladas, todos os vãos foram considerados como viga mista de alma cheia, com exceção da viga V8, V17 e V24 de 2 metros em balanço como mostrado na Tabela 56 . Além do mais, o carregamento nos pavimentos ocasionou um esforço solicitante considerável que não permitiu a utilização de perfis iguais nas regiões de sobrecargas diferentes como na subestação em que o momento solicitante era maior que o momento resistente das vigas adjacentes. Sendo assim, foi adequado ao uso dos perfis àquele em que fosse benéfico resistindo a todos os esforços solicitantes alterando alguns perfis como descrito nas tabelas abaixo.

Tabela 56 – Resultado dos momentos fletores

Id	Perfil	Vão (m)	Momentos ($kN \cdot m$)		Momento de Inércia efetivo (cm^4)	Situação Momento
			Solicitante	Resistente		
V1	I 310 x 44,9	8	115,776	386,408	$2,781 \cdot 10^4$	Passou
V2	I 310 x 44,9	8	231,552	495,54	$3,181 \cdot 10^4$	Passou
V3	H 310 x 93,5	8	322,368	735,832	$5,244 \cdot 10^4$	Passou
V4	I 360 x 71,7	6	314,807	592,596	$4,655 \cdot 10^4$	Passou
V5	I 360 x 50,9	6	173,664	428,908	$3,434 \cdot 10^4$	Passou
V6	I 360 x 71,7	8	621,613	706,273	$5,449 \cdot 10^4$	Passou
V7	I 360 x 50,9	6	347,328	512,208	$3,962 \cdot 10^4$	Passou
V8	I 410 x 75,2	2	322,368	476,288	$2,762 \cdot 10^4$	Passou
V9	I 360 x 71,7	6	536,328	644,124	$5,039 \cdot 10^4$	Passou
V10	I 360 x 71,7	6	362,664	552,674	$4,309 \cdot 10^4$	Passou
V11	I 310 x 44,9	8	169,200	529,584	$3,661 \cdot 10^4$	Passou
V12	I 310 x 44,9	8	314,400	465,659	$4,092 \cdot 10^4$	Passou
V13	H 360 x 91	8	374,864	870,636	$7,44 \cdot 10^4$	Passou
V14	I 360 x 50,9	6	238,818	548,571	$4,517 \cdot 10^4$	Passou
V15	H 360 x 91	8	757,730	1105,963	$8,624 \cdot 10^4$	Passou
V16	I 360 x 50,9	6	477,636	710,340	$5,095 \cdot 10^4$	Passou
V17	I 410 X 75,2	2	209,568	476,288	$2,762 \cdot 10^4$	Passou
V18	I 310 x 78,5	8	234,720	548,922	$3,85 \cdot 10^4$	Passou
V19	I 310 x 78,5	8	469,440	625,755	$4,555 \cdot 10^4$	Passou

V20	I 610 x 82,5	8	938,928	1046,859	1,194*10 ⁵	Passou
V21	I 610 x 82,5	6	487,464	994,419	1,107*10 ⁵	Passou
V22	I 610 x 154,2	8	1877,856	2034,400	1,398*10 ⁵	Passou
V23	I 610 x 82,5	6	936,928	1208,262	1,292*10 ⁵	Passou
V24	I 410 X 75,2	2	469,464	476,288	2,762*10 ⁴	Passou

Fonte: autoral

Tabela 57 – Resultado da deflexão no estado limite de utilização

Id	Flecha (mm)				Situação Deflexão
	Limite	Atuante	Contra flecha	CF max	
V1	22,857	24,520	2	17	Passou com CF
V2	22,857	47,850	25	32	Passou com CF
V3	22,857	30,342	8	12	Passou com CF
V4	22,857	34,320	12	30	Passou com CF
V5	17,143	16,550	0	13	Passou sem CF
V6	22,857	65,710	43	59	Passou com CF
V7	17,143	32,300	16	26	Passou com CF
V8	5,714	3	0	1	Passou sem CF
V9	17,143	22,170	6	13	Passou com CF
V10	17,143	14,360	0	8	Passou sem CF
V11	22,857	28,390	6	17	Passou com CF
V12	22,857	56,790	34	35	Passou com CF
V13	22,857	29,120	7	21	Passou com CF
V14	17,143	14,040	0	12	Passou sem CF
V15	22,857	57,250	35	42	Passou com CF
V16	17,143	27,580	11	26	Passou com CF
V17	5,714	2,926	0	1	Passou sem CF
V18	22,857	25,945	4	17	Passou com CF
V19	22,857	50,693	28	32	Passou com CF
V20	22,857	20,43	0	8	Passou com CF
V21	17,143	9,303	0	6	Passou sem CF
V22	22,857	24,12	2	14	Passou com CF
V23	17,143	17,350	1	10	Passou com CF
V24	5,714	4,543	0	1	Passou sem CF

Fonte: autoral

Tabela 58 – Resultado dos esforços cortantes

Id	Cortante (kN)		Nº conector	Espaçamento (cm)	Situação Cortante
	Máximo	Resistente			
V1	22,857	24,520	24	33,333	Passou
V2	22,857	47,850	42	19,047	Passou
V3	22,857	30,342	42	19,047	Passou
V4	22,857	34,320	24	33,333	Passou
V5	17,143	16,550	19	31,579	Passou
V6	22,857	65,710	42	19,047	Passou

V7	17,143	32,300	31	19,355	Passou
V8	5,714	3,000	2	100	Passou
V9	17,143	22,170	31	19,355	Passou
V10	17,143	14,360	19	31,579	Passou
V11	22,857	28,390	34	23,592	Passou
V12	22,857	56,790	58	13,793	Passou
V13	22,857	29,120	34	23,592	Passou
V14	17,143	14,040	26	23,077	Passou
V15	22,857	57,250	58	13,793	Passou
V16	17,143	27,580	44	13,636	Passou
V17	5,714	2,926	2	100	Passou
V18	22,857	25,945	24	33,333	Passou
V19	22,857	50,693	42	19,048	Passou
V20	22,857	28,640	24	33,333	Passou
V21	17,143	9,303	19	31,579	Passou
V22	22,857	57,300	42	19,048	Passou
V23	17,143	17,350	31	19,355	Passou
V24	5,714	4,543	2	100	Passou

Fonte: autoral

9.6.2 Vigas mistas da torre

Os resultados estruturais obtidos para a torre demandaram uma análise diferente do embasamento e do subsolo devido, principalmente, aos eixos estruturais mencionados em 5.2, da variação de cargas verticais nos 4 pavimentos e dos esforços de flexão causados às vigas devido ao vento.

Somado a isso, vale ressaltar que a análise dos esforços solicitantes para as vigas mistas principais da torre foi feita através do modelo computacional *Ftool* devido a variação do momento de inércia da seção entre a região de momentos positivos e negativos e, conseqüentemente, a variação dos momentos solicitantes de acordo com a variação do momento de inércia do perfil adotado.

Para o perfil utilizado na V29 de 12 metros percebeu-se que o momento resistente na região de momento negativo, a qual considera-se apenas o perfil de aço, não era suficiente para conter o momento solicitante àquela viga. Para isso, foi necessário a utilização de armaduras longitudinais dispostas na largura efetiva da laje de concreto para aumentar o momento resistente atuando ali. Contudo, notou-se que, apesar do acréscimo resistente devido as armaduras na laje, não foi suficiente para resistir ao momento solicitante devido às cargas antes e após a cura do concreto e ao momento devido à atuação do vento na estrutura. Para isso, foi concebido o uso de vigas de ligação VL1, VL2, VL3 e VL4 para que não aumentasse consideravelmente o consumo de aço na estrutura e diminuísse os esforços solicitantes na V29.

Tabela 59 – Esforços dos momentos fletores

Id	Perfil	Vão (m)	Momentos (+)		Momentos (-)		Situação
			Solicitante	Resistente	Solicitante	Resistente	
V25	I 310 x 44,9	8	139,040	455,463	-	-	Passou
V26	I 310 x 44,9	8	254,080	613,633	-	-	Passou
V27	I 360 x 50,9	6	114,139	457,451	144,100	282,116	Passou
V28	I 360 x 50,9	6	261,761	547,432	342,171	419,631	Passou
V29	H 360 x 91	11	810,021	987,045	575,360	682,799	Passou
VL1	H 360 x 121,9	0,5	-	-	782,080	878,160	Passou
V30	I 310 x 44,9	8	134,564	420,302	-	-	Passou
V31	I 310 x 44,9	8	245,128	553,569	-	-	Passou
V32	I 360 x 50,9	6	108,540	431,64	137,110	282,116	Passou
V33	I 360 x 50,9	6	249,980	508,221	329,797	419,631	Passou
V34	H 360 x 91	11	782,150	917,277	553,310	682,799	Passou
VL2	H 360 x 121,9	0,5	-	-	750,486	878,160	Passou
V35	H 360 x 91	8	176,784	529,584	-	-	Passou
V36	I 310 x 44,9	8	329,568	465,659	-	-	Passou
V37	I 310 x 44,9	8	91,411	507,689	115,953	282,116	Passou
V38	I 360 x 50,9	6	207,895	629,807	293,795	419,631	Passou
V39	I 360 x 50,9	6	659,378	1133,410	475,093	682,799	Passou
V40	H 360 x 91	11	462,938	629,807	577,090	682,799	Passou
VL3	H 360 x 91	6	-	-	640,329	878,160	Passou
V41	I 310 x 44,9	8	89,200	386,408	-	-	Passou
V42	I 310 x 44,9	8	154,400	495,540	-	-	Passou
V43	I 360 x 50,9	6	90,980	410,333	87,879	282,116	Passou
V44	I 360 x 50,9	6	156,900	472,123	250,423	419,631	Passou
V45	H 360 x 91	11	489,028	849,785	379,313	682,799	Passou
VL4	H 360 x 121,9	0,5	-	-	505,770	878,160	Passou

Fonte: autoral

Tabela 60 – Resultado da deflexão no estado limite de utilização

Id	Flecha (mm)				Situação
	Limite	Atuante	Contra flecha	CF max	
V25	22,857	24,445	2	16	Passou com CF
V26	22,857	47,692	25	30	Passou com CF
V27	17,143	4,567	0	3	Passou sem CF
V28	17,143	8,496	0	6	Passou sem CF
V29	34,286	42,810	9	27	Passou com CF
V30	22,857	21,044	0	16	Passou sem CF
V31	22,857	40,89	19	30	Passou com CF
V32	17,143	3,972	0	3	Passou sem CF
V33	17,143	7,313	0	6	Passou sem CF
V34	34,286	36,830	3	27	Passou com CF
V35	22,857	25,945	4	12	Passou com CF

V36	22,857	44,030	22	23	Passou com CF
V37	17,143	6,440	0	4	Passou sem CF
V38	17,143	13,240	0	7	Passou sem CF
V39	34,286	40,160	6	31	Passou sem CF
V40	17,143	12,580	0	7	Passou sem CF
V41	22,857	16,06	0	9	Passou com CF
V42	22,857	28,692	6	16	Passou com CF
V43	17,143	5,728	0	3	Passou sem CF
V44	17,143	7,866	0	5	Passou sem CF
V45	34,286	27,420	0	21	Passou sem CF

Fonte: autoral

Tabela 61 – Resultado dos esforços cortantes

Id	Cortante resistente		Nº conector	Espaçamento (cm)	Momento de inércia efetivo (cm ⁴)	Estado cortante
	Máximo	Resistente				
V25	76,654	361,422	34	23,529	3,23*10 ⁴	Passou
V26	129,307	361,422	58	13,793	3,638*10 ⁴	Passou
V27	95,270	449,830	22	27,273	3,784*10 ⁴	Passou
V28	175,609	449,830	35	17,143	4,31*10 ⁴	Passou
V29	392,266	572,073	61	19,672	7,76*10 ⁴	Passou
V30	73,282	361,422	29	27,586	3,01*10 ⁴	Passou
V31	122,564	361,422	50	16,000	3,413*10 ⁴	Passou
V32	54,408	449,830	16	37,500	3,519*10 ⁴	Passou
V33	169,938	449,830	25	24,000	4,029*10 ⁴	Passou
V34	376,068	572,073	52	23,077	7,262*10 ⁴	Passou
V35	94,392	361,422	28	28,571	3,661*10 ⁴	Passou
V36	164,784	361,422	47	17,021	4,092*10 ⁴	Passou
V37	76,755	449,830	22	27,273	4,296*10 ⁴	Passou
V38	141,273	449,830	35	17,143	4,852*10 ⁴	Passou
V39	315,273	572,073	78	15,385	8,722*10 ⁴	Passou
V40	431,341	572,073	78	15,385	7,534*10 ⁴	Passou
V41	41,620	361,422	24	33,333	2,781*10 ⁴	Passou
V42	77,240	361,422	42	19,048	3,181*10 ⁴	Passou
V43	58,456	449,830	16	37,500	3,734*10 ⁴	Passou
V44	106,906	449,830	25	24	3,245*10 ⁴	Passou
V45	237,734	572,073	44	27,273	6,738*10 ⁴	Passou

Fonte: autoral

10 CONSUMO DE MATERIAIS ESTRUTURAIS

10.1 Consumo de aço

O primeiro passo para a obtenção dos quantitativos foi obter as taxas de consumo de aço de cada elemento. A partir do catálogo do fabricante (METFORM, 2019) foram obtidas as taxas de consumos de material das lajes apresentados na Tabela 62.

Tabela 62 – Taxas de consumo de material das lajes.

Pavimentos	Espessura da laje (mm)	Taxa de consumo de aço do Deck (kg/m ²)	Taxa de consumo de concreto (m ³ /m ²)
Rooftop	100	13,11	0,075
Pav. a. comum res.	140	13,11	0,115
Pav. residenciais	110	13,11	0,085
Pav. comerciais	120	13,11	0,095
Praça	100	13,11	0,105
Térreo	140	13,11	0,115
Subsolos	100	13,11	0,075

Fonte: autoral

As taxas de consumo de aço das vigas e dos pilares de seção H são o seu peso linear e foram obtidos através dos catálogos de suas respectivas series de perfil pois eles são perfis padronizados. Já as taxas de consumo de aço dos pilares de seção tubular foram obtidas através de sua geometria. Os valores das taxas para cada perfil foram obtidos ao longo do capítulo 9 pois eles compõem a nomenclatura do perfil. Além disso o consumo de aço de cada stud bolt foi calculado a partir de suas dimensões e do peso próprio do aço estrutural como sendo de 0,17 kg por metro.

Em seguida foi elaborada a lista de materiais metálicos expressa pela Tabela 63.

Tabela 63 – Lista de materiais de aço

Item	Material	Peso (kg/m)	Comp. (mm)	Quant.	Observações	Peso Total (kg)
1	W 310 x 44,5	44,5	8000	62	Vigas V1 EL. -6000 a -3000	22072
2	W 310 x 44,5	44,5	8000	788	Vigas V2 EL. -6000 a -3000	280528
3	HP 310 x 93,0	93	8000	14	Vigas V3 EL. -6000 a -3000	10416
4	W 360 x 72,0	72	8000	24	Vigas V4 EL. -6000 a -3000	13824
5	W 360 x 51,0	51	6000	16	Vigas V5 EL. -6000 a -3000	4896
6	W 360 x 72,0	72	8000	168	Vigas V6 EL. -6000 a -3000	96768
7	W 360 x 51,0	51	6000	120	Vigas V7 EL. -6000 a -3000	36720
8	W 410 x 75,0	75	2000	32	Vigas V8 EL. -6000 a -3000	4800

9	W 360 x 72,0	72	6000	4	Vigas V9 EL. -6000 a -3000	1728
10	W 360 x 72,0	72	6000	4	Vigas V10 EL. -6000 a -3000	1728
11	W 310 x 44,5	44,5	8000	30	Vigas V11 EL. 0	10680
12	W 310 x 44,5	44,5	8000	399	Vigas V12 EL. 0	142044
13	W 360 x 91,0	91	8000	12	Vigas V13 EL. 0	8736
14	W 360 x 51,0	51	6000	10	Vigas V14 EL. 0	3060
15	W 360 x 91,0	91	8000	84	Vigas V15 EL. 0	61152
16	W 360 x 51,0	51	6000	62	Vigas V16 EL. 0	18972
17	W 410 x 75,0	75	2000	16	Vigas V17 EL. 0	2400
18	HP 310 x 79,0	79	8000	30	Vigas V18 EL. +6000	18960
19	HP 310 x 79,0	79	8000	621	Vigas V19 EL. +6000	392472
20	W 610 x 82,0	82	8000	12	Vigas V20 EL. +6000	7872
21	W 610 x 82,0	82	6000	10	Vigas V21 EL. +6000	4920
22	W 610 x 155,0	155	8000	84	Vigas V22 EL. +6000	104160
23	W 610 x 82,0	82	6000	62	Vigas V23 EL. +6000	30504
24	W 410 x 75,0	75	2000	16	Vigas V24 EL. +6000	2400
25	W 310 x 44,5	44,5	8000	486	Vigas V25 EL. +9000 a +90000	173016
26	W 310 x 44,5	44,5	8000	1917	Vigas V26 EL. +9000 a +90000	682452
27	W 360 x 51,0	51	6000	216	Vigas V27 EL. +9000 a +90000	66096
28	W 360 x 51,0	51	6000	378	Vigas V28 EL. +9000 a +90000	115668
29	W 360 x 91,0	91	12000	270	Vigas V29 EL. +9000 a +90000	294840
30	W 310 x 44,5	44,5	8000	324	Vigas V30 EL. +93000 a +141000	115344
31	W 310 x 44,5	44,5	8000	1278	Vigas V31 EL. +93000 a +141000	454968
32	W 360 x 51,0	51	6000	144	Vigas V32 EL. +93000 a +141000	44064
33	W 360 x 51,0	51	6000	252	Vigas V33 EL. +93000 a +141000	77112
34	W 360 x 91,0	91	12000	180	Vigas V34 EL. +93000 a +141000	196560
35	W 310 x 44,5	44,5	8000	18	Vigas V35 EL.+144000	6408
36	W 310 x 44,5	44,5	8000	73	Vigas V36 EL.+144000	25988
37	W 360 x 51,0	51	6000	8	Vigas V37 EL.+144000	2448
38	W 360 x 51,0	51	6000	12	Vigas V38 EL.+144000	3672
39	W 360 x 91,0	91	12000	10	Vigas V39 EL.+144000	10920
40	W 360 x 91,0	91	6000	2	Vigas V40 EL.+14000	1092
41	W 310 x 44,5	44,5	8000	18	Vigas V41 EL. +147000	6408
42	W 310 x 44,5	44,5	8000	40	Vigas V42 EL. +147000	14240

43	W 360 x 51,0	51	6000	4	Vigas V43 EL. +147000	1224
44	W 360 x 51,0	51	6000	2	Vigas V44 EL. +147000	612
45	W 360 x 91,0	91	12000	10	Vigas V45 EL. +147000	10920
46	W 310 x 44,5	44,5	4900	8	Vigas VN1 EL. -6000 a - 3000	1744,4
47	W 310 x 44,5	44,5	4900	4	Vigas VN2 EL. 0	872,2
48	HP 310 x 79,0	79	4900	4	Vigas VN3 EL. +6000	1548,4
49	W 200 x 26,6	26,6	3000	32	Vigas VM1 EL. +10500	2553,6
50	W 200 x 26,6	26,6	8000	9	Vigas VM2 EL. +10500	1915,2
51	W 310 x 129	129	8000	4	Vigas VM3 EL. +10500	4128
52	W 310 x 129	129	6000	2	Vigas VM4 EL. +10500	1548
53	W 310x129	129	2000	4	Vigas VM5 EL. +10500	1032
54	Stud bolts	0,17 kg/und	-	375649	Vigas - Conectores de Cisa- lhamento	63860,3
55	Steel Deck MF50	13,11 kg/m ²	-	132080,5 m ²		1731575,4
56	CS 300 x 109	109	12000	138	Pilares P1 - Trecho 1	180504
57	CS 550 x 498	498	12000	102	Pilares P2 - Trechos 1 e 2	609552
58	Ø675 x 911	911	12000	116	Pilares P3 - Trechos 1,2 e 3	1268112
59	CS 550 x 279	279	12000	210	Pilares P4 - Trechos 3 e 4	703080
60	Ø675 x 402	402	12000	67	Pilares P5 - Trecho 4	320796

Fonte: autoral

A partir da lista de material foi obtido o consumo e a taxa de consumo de aço total e por pavimento expressos na Tabela 64.

Tabela 64 – Consumo de aço

Elevação	Área Construída (m ²)	Consumo de aço por elev. (kg)	Taxa de consumo de aço por elev. (kg/m ²)
-6000	9465,0	426230,7	45,0
-3000	9465,0	605096,7	63,9
0	9465,0	556418,2	58,8
6000	9465,0	862501,2	91,1
9000	2020,0	178287,2	88,3
12000	2020,0	178287,2	88,3
15000	2020,0	178287,2	88,3
18000	2020,0	178287,2	88,3
21000	2020,0	178287,2	88,3
24000	2020,0	178287,2	88,3
27000	2020,0	178287,2	88,3
30000	2020,0	178287,2	88,3
33000	2020,0	178287,2	88,3

36000	2020,0	178287,2	88,3
39000	2020,0	178287,2	88,3
42000	2020,0	178287,2	88,3
45000	2020,0	156738,2	77,6
48000	2020,0	135189,2	66,9
51000	2020,0	135189,2	66,9
54000	2020,0	135189,2	66,9
57000	2020,0	135189,2	66,9
60000	2020,0	135189,2	66,9
63000	2020,0	135189,2	66,9
66000	2020,0	135189,2	66,9
69000	2020,0	135189,2	66,9
72000	2020,0	135189,2	66,9
75000	2020,0	135189,2	66,9
78000	2020,0	135189,2	66,9
81000	2020,0	135189,2	66,9
84000	2020,0	135189,2	66,9
87000	2020,0	135189,2	66,9
90000	2020,0	135189,2	66,9
93000	2020,0	124341,1	61,6
96000	2020,0	113652,1	56,3
99000	2020,0	113652,1	56,3
102000	2020,0	113652,1	56,3
105000	2020,0	113652,1	56,3
108000	2020,0	113652,1	56,3
111000	2020,0	113652,1	56,3
114000	2020,0	113652,1	56,3
117000	2020,0	113652,1	56,3
120000	2020,0	113652,1	56,3
123000	2020,0	113652,1	56,3
126000	2020,0	113652,1	56,3
129000	2020,0	113652,1	56,3
132000	2020,0	113652,1	56,3
135000	2020,0	113652,1	56,3
138000	2020,0	113652,1	56,3
141000	2020,0	113652,1	56,3
144000	2020,0	114911,6	56,9
147000	1300,5	69392,8	53,4
Total		8900 t	67,4 kg/m²

Fonte: autoral

10.2 Consumo de concreto

Para determinar o consumo de concreto foi calculada a seção dos componentes estruturais e multiplicada pelo comprimento para se obter o volume. Com isso foram obtidos os quantitativos por uso expressos na Tabela 65.

Tabela 65 – Consumo de concreto por elemento

Elemento	Consumo (m³)
pilares	662
lajes	11600
Núcleos torre	5560
Núcleos embasamento	65

Fonte: autoral

Com isso foi obtido consumo total de concreto por classe expresso na tabela Tabela 66.

Tabela 66 – Consumo de concreto total e por classe

Classe	Consumo (m³)
C30	12300
C50	5560
Total	17900

Fonte: autoral

11 PROTEÇÕES DA ESTRUTURA

11.1 Proteção contra incêndio

A proteção das estruturas contra incêndios é de suma importância para garantir a estabilidade estrutural da edificação nesse caso. Ela deve resistir por tempo suficiente para que todas as pessoas que estejam no interior do edifício possam sair em segurança.

Segundo a NBR-14432:2001, o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) das estruturas é definido a partir da classificação da ocupação da edificação e da sua altura.

Como fora apontado no item 3.7, a edificação desse memorial é classificada como de ocupação mista: habitação multifamiliar (A-2) e local para prestação de serviço profissional ou condução de negócio (D-1). Nesse caso, as duas ocupações tiveram que ser levadas em consideração. Além disso, a altura do edifício é de 150 m, portanto se enquadra na classe P5. Destarte, segundo a NBR 14432:2001, o TRRF dessa edificação tanto nas ocupações de classificação A-2 e D-1 é de 120 minutos.

Para fazer a proteção contra incêndio, foram levados em consideração três tipos de materiais mais usados: tinta intumescente, argamassa projetada e placa de gesso acartonado. As tintas intumescentes permitem que seja mantida a estética dos perfis metálicos, no entanto apresentam um custo maior relacionado aos outros dois materiais. Já a argamassa projetada possui uma aplicação mais rápida e fácil se comparada às placas de gesso acartonado e um custo menor que a tinta intumescente.

Nos pilares internos dos pavimentos executivos será aplicada a tinta intumescente. Isso porque a disposição das vedações internas dos escritórios será decidida pelo proprietário e alguns pilares podem ficar expostos (sem vedação em volta). Além disso, é uma tendência entre as obras modernas deixar o perfil metálico exposto, criando um ambiente mais industrial. Dessa forma, daremos mais liberdade ao proprietário para elaborar a disposição das vedações do seu empreendimento, uma vez que os pilares se integrarão à estética do ambiente. Na estrutura externa do edifício também será utilizada tinta intumescente para que não seja comprometida a estética da fachada do empreendimento.

No resto da estrutura, como vigas do pavimento executivos e os elementos dos outros pavimentos será aplicada a argamassa projetada a fim de que o custo seja reduzido e a aplicação não seja um possível fator de atraso para a obra. Aplicações com argamassa projetada costumam ser mais rápidas e simples do que as outras.

A definição da espessura do material para cada perfil é indicada por cada marca em forma de tabela na qual são levados em consideração a massividade do perfil e o TRRF, portanto deverá ser feita a partir do produto escolhido.

11.2 Proteção contra corrosão

A proteção à corrosão é muito importante para preservar a integridade da estrutura do edifício mediante a agressividade das intempéries do ambiente.

O nível de proteção a corrosão é definido a partir agressividade do ambiente. De acordo com a ISO 12944:2018, os perfis metálicos localizados no exterior estão classificados como nível C3 (agressividade média), e no interior C1 (agressividade muito baixa).

Segundo a Gerdau, perfis metálicos expostos a uma agressividade C1 não precisam de proteção especial contra a corrosão. Já os perfis expostos a um nível C3 exigem que seja aplicado uma tinta epóxi em sua superfície. No entanto, como os perfil metálicos localizados no exterior também possuirão proteção contra o fogo (tinta intumescente), algumas considerações devem ser feitas.

A DM Química, fabricante de tintas intumescentes, em suas recomendações de uso para o material, afirma que não é indicada a aplicação de tintas base epóxi como acabamento sobre as intumescentes, pois o catalisador do epóxi pode atacar a tinta, o que gera o risco de ocorrer manchas na superfície. Segunda a empresa, a ordem de aplicação deve ser sempre: Primer Anticorrosivo (epóxi) → Tinta intumescente → Tinta de acabamento (poliuretano).

A tinta intumescente que será usada nos perfis externos também deve resistir ao ambiente de agressividade de nível C3. O indicado pela empresa é que seja uma tinta à base de solvente. Já para os perfis internos, pode-se usar uma tinta à base de água.

Outro ponto importante a ser ressaltado é a obrigatoriedade de se tampar o topo dos pilares de seção tubular entre a montagem e a concretagem de seu interior. Essa medida deve ser tomada para que não se deixe acumular água evitando a corrosão a partir das faces internas. Além disso ao longo da fase de detalhamento do projeto é necessário que sejam solucionados possíveis cantos ou quinas que podem vir a ser pontos de acúmulo de água.

12 FABRICAÇÃO E TRANSPORTE

12.1 Mapeamento de fornecedores

A adequada pesquisa de fornecedores influencia diretamente o preço, o prazo de entrega e a qualidade dos materiais, além de poder trazer economia devido à rota adotada e a um melhor custo-benefício, sendo de suma importância para o projeto. A distância dos fornecedores ao canteiro de obras está intimamente ligada, ainda, à análise do ciclo de vida dos materiais utilizados, já que porcentagem considerável da emissão de CO₂ causada pelos materiais provém do seu transporte.

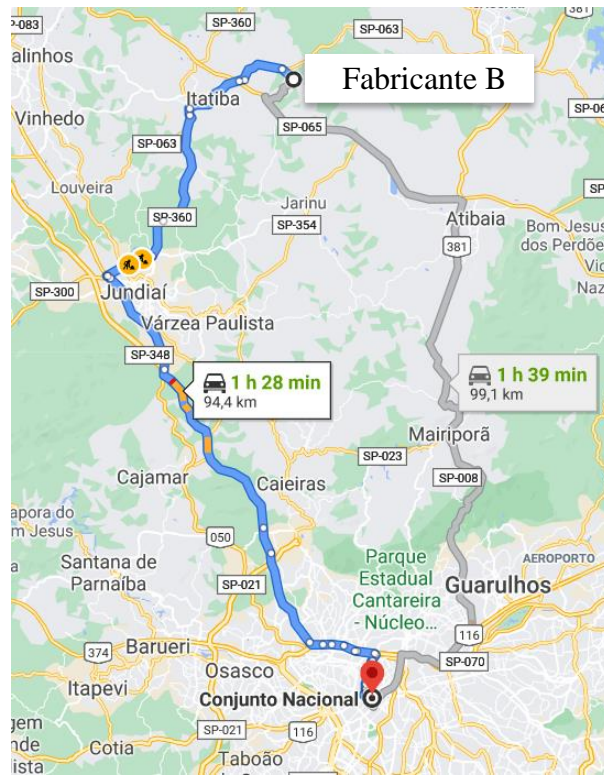
Esta pesquisa não pretende determinar fornecedores específicos para o projeto, mas sim verificar sua disponibilidade na região e estimar a distância a ser percorrida desde o fabricante dos perfis de aço estrutural até o local da obra para o transporte dos materiais. A Figura 113, Figura 114, Figura 115, Figura 116 e Figura 117 ilustram as trajetórias entre diferentes fabricantes de estruturas metálicas e o local da obra, concluindo-se que há variedade de fornecedores a uma distância menor que 100 km.

Figura 113 – Trajetória desde fabricante A a 50,3 km até o local da obra



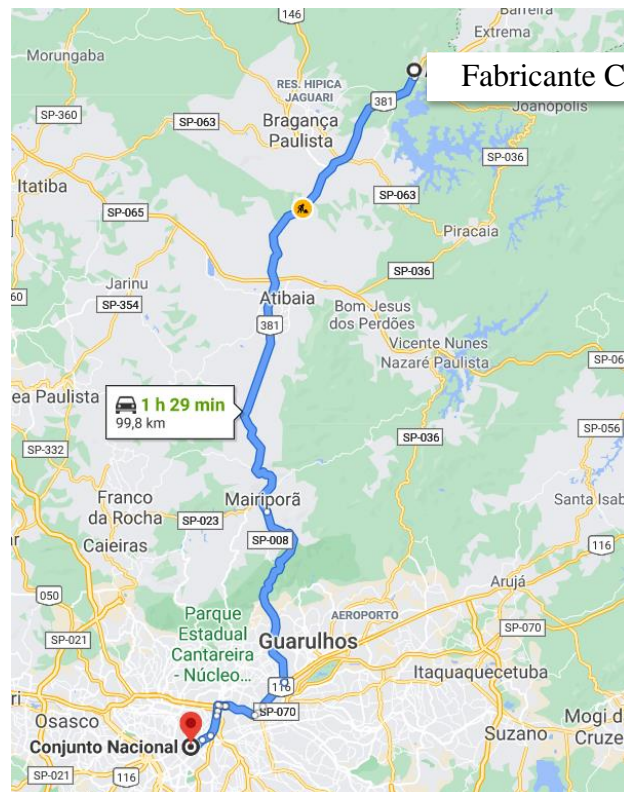
Fonte: Google Maps, 2021.

Figura 114 – Trajetória desde fabricante B a 94,4 km até o local da obra



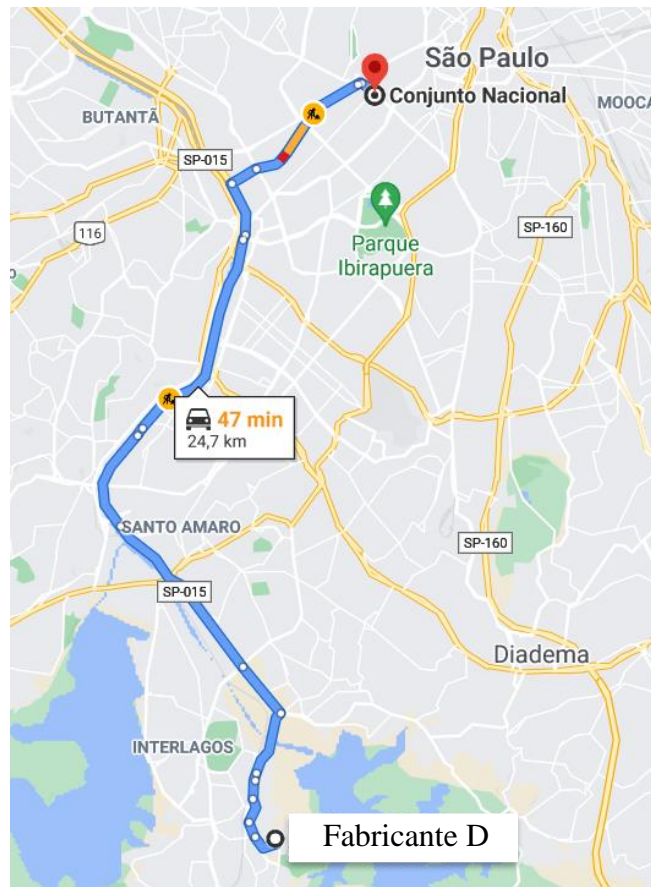
Fonte: Google Maps, 2021.

Figura 115 – Trajetória desde fabricante C a 99,8 km até o local da obra



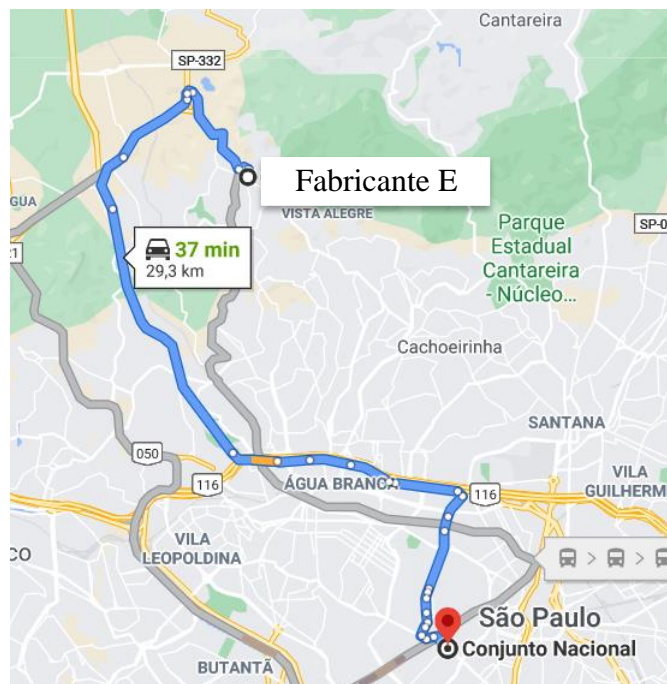
Fonte: Google Maps, 2021.

Figura 116 – Trajetória desde fabricante D a 24,7 km até o local da obra



Fonte: Google Maps, 2021.

Figura 117 – Trajetória desde fabricante E a 29,3 km até o local da obra



Fonte: Google Maps, 2021.

12.2 Transporte

Devido à proximidade dos fornecedores de estruturas metálicas mencionados ao canteiro de obras, bem como de fornecedores de outros elementos construtivos – a exemplo dos painéis de *drywall* amplamente comercializados em São Paulo associados à indústria do gesso –, optou-se pelo transporte rodoviário dos componentes da montagem. A principal vantagem dessa modalidade consiste no transporte de “porta a porta”, em que os materiais são embarcados nos veículos nas fábricas e desembarcados diretamente no canteiro.

Como os perfis de aço possuem comprimento máximo de 12 metros, o veículo estipulado para o transporte é o cavalo mecânico com semi-reboque (carreta). As dimensões aproximadas da carroceria desse veículo são de 14,8 metros de comprimento e 2,5 metros de largura e sua lotação aproximada é de 27 toneladas (PINHO, M. O., 2018, p.28).

De acordo com a Companhia de Engenharia de Tráfego da Secretaria Municipal de Mobilidade e Transportes da Prefeitura de São Paulo, a Av. Paulista, entre R. da Consolação e Pça. Oswaldo Cruz, pertence à Zona de Máxima Restrição de Circulação (ZMRC). Nesta zona, o trânsito de caminhões de 2ª a 6ª feira das 05 às 21 horas e aos sábados das 10 às 14 horas é proibido¹¹. Portanto, o desembarque dos caminhões deve ser realizado no período noturno.

De acordo com o Manual de Transporte e Montagem produzido pelo Centro Brasileiro da Construção em aço (PINHO, M. O., 2018), os fatores mais importantes para o planejamento do transporte dos materiais e peças constituintes da ponte são:

- a) Escolha da modalidade de transporte;
- b) Análise do(s) veículo(s) mais conveniente(s);
- c) Definição do ritmo de embarques;
- d) Análise da ordem de embarques;
- e) Análise da capacidade de armazenamento da fábrica.

O cronograma de fabricação e transporte dos perfis em aço deve estar de acordo com as etapas da montagem do edifício. Nesse sentido, deve-se garantir que haja um fluxo contínuo: componentes chegam ao canteiro, são armazenados pelo período mais curto possível e são, então, transportados ao destino. Dessa forma, dão lugar à chegada de novos componentes. Apesar de o canteiro de obras ser amplo, atrasos podem provocar a lotação

¹¹ Fonte: <<http://www.cetsp.com.br/perguntas-frequentes.aspx#Caminh%C3%B5es>>. Acesso em: 01 maio 2021.

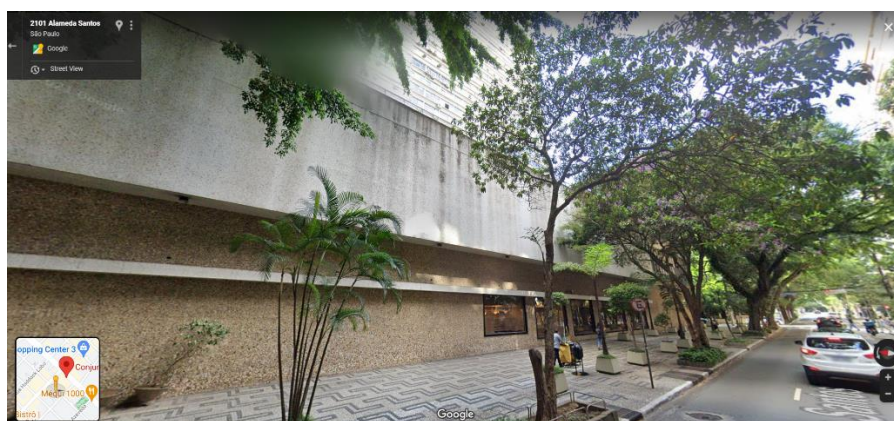
do espaço previamente planejado para armazenamento das peças, o que, por sua vez, impossibilita a liberação para as próximas viagens e demanda espaço extra do fabricante para armazenamento dos perfis congestionados.

De acordo com a resolução nº 701 Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN), de 10/10/2017, “todas as cargas devem estar amarradas com cabos de aço, correntes ou cintas com resistência total à ruptura correspondente a duas (2) vezes o peso da carga transportada, travados e contidos no chassi do veículo”. No caso de perfis metálicos, a amarração deve ser feita nas extremidades e na parte central da carga. O artigo 10 da resolução afirma:

No transporte de perfis podem ser utilizados veículos com carroçarias convencionais ou com carroçarias dotadas de escoras laterais metálicas, perpendiculares ao plano do assoalho das mesmas e que ofereçam plena resistência aos esforços provocados pela carga, nas condições mais desfavoráveis. Os veículos devem possuir sistema de proteção frontal [...] ou a utilização de redes, telas ou malhas que impeçam a movimentação da carga no sentido longitudinal [...]

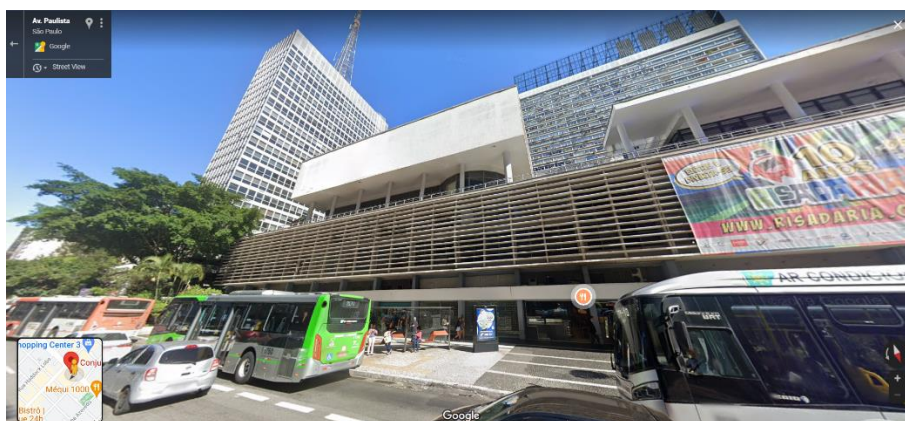
Para evitar prejuízos devido a possíveis interferências com a rede elétrica durante o desembarque de materiais no canteiro, verificou-se via GPS a ausência de fiações nos locais de entrada previstos, como mostram a Figura 118 e a Figura 119.

Figura 118 – Vista do local de desembarque de materiais: Al. Santos



Fonte: Google Maps, 2021

Figura 119 – Vista do local de desembarque de materiais: Av. Paulista



Fonte: Google Maps, 2021

13 MONTAGEM

O planejamento da montagem deste edifício aborda: a definição dos tipos de equipamentos de transporte vertical de cargas e pessoas e dos equipamentos de transporte horizontal de cargas; as escolhas relacionadas à execução do embasamento, dos núcleos rígidos e da estrutura metálica da torre; o planejamento do canteiro de obras; as recomendações para a montagem e a sequência básica de progressão da montagem.

13.1 Equipamentos de transporte

13.1.1 Equipamentos de içamento vertical

As gruas são os equipamentos mais utilizados para o transporte vertical de peças de edifícios de múltiplos andares em aço. A grua estacionária é a mais comum, sendo fixada sobre um bloco de fundação de concreto (PINHO, M. O., 2018, p.38). Já a grua ascensional é apoiada sobre os últimos pavimentos montados e acompanha a evolução da montagem. Esse tipo de grua costuma ser fixada em circulações verticais como poços de elevadores. De forma geral, as gruas ascensionais apresentam as seguintes vantagens em relação às gruas estacionárias:

- a) Apesar de demandarem um planejamento cuidadoso de montagem e desmontagem, as gruas ascensionais dispensam fundações próprias para sua sustentação, transmitindo esforços para a estrutura e conseqüentemente para as fundações já concluídas do edifício;
- b) Costumam ser adotadas quando o espaço do canteiro de obras dificulta a instalação de gruas estacionárias e em edifícios altos;
- c) Devido à maior capacidade de carga das gruas estacionárias, o custo de locação das gruas ascensionais em relação às estacionárias costuma ser menor¹².

Neste projeto, observou-se que a adoção tanto de gruas ascensionais quanto de gruas estacionárias é adequada, já que sua atuação em conjunto possibilita a execução simultânea de serviços no embasamento e na torre, permitindo a otimização do tempo de montagem. Além disso, para evitar a adoção de mais de uma grua estacionária e visando cobrir toda a projeção do terreno, são previstos guindastes para a execução de partes do embasamento.

¹² Fonte: disponível em <<https://www.aecweb.com.br/revista/materias/gruas-viabilizam-a-movimentacao-de-cargas-e-elevam-a-productividade/15677>>. Acesso em: 01 maio 2021.

De acordo com BELLEI, I. H. *et al* (2008, p.253): “Somente a partir de um estudo mais aprofundado quanto às condições de montagem, ao desempenho do equipamento, à carga a ser içada e aos prazos, chega-se à conclusão de qual equipamento atende à obra da melhor forma.” A rigor, os fatores que devem ser levados em conta para a escolha dos equipamentos de içamento vertical, no caso de guindastes (BELLEI, I. H. *et al*, 2008, p.235), são:

- a) Dimensão, peso e raio de operação para o içamento da peça mais pesada e/ou maior;
- b) Altura máxima de içamento;
- c) Número de içamentos a serem executados;
- d) Condições do terreno;
- e) Se existem cargas a serem transportadas horizontalmente.

Neste planejamento simplificado, buscou-se garantir que existam no mercado modelos adequados à solução proposta, levando-se em conta, no caso de guindastes, os itens (a), (b), (d) e (e).

Já no caso de guas:

- a) Altura máxima da estrutura;
- b) A maior carga a ser içada, considerando os acessórios necessários para o içamento;
- c) A melhor localização da grua, que deve ficar o mais próximo possível do centro de gravidade da edificação;
- d) O maior raio de operação que deve cobrir toda a projeção da obra;
- e) O maior momento de tombamento.

No caso das guas, buscou-se garantir que existam no mercado modelos adequados à solução proposta, levando-se em conta, os itens (a), (b) (sem considerar o peso de acessórios, o qual varia de acordo com o fabricante do equipamento), (c) e (e). Devido à utilização de guindastes para cobertura total do terreno, o item (d) não se aplica.

O comprimento máximo dos perfis a serem içados é de 12 m. No embasamento, o perfil mais pesado possui massa de 5256 kg. Na torre, o pilar mais pesado possui massa de 11232 kg, enquanto a viga mais pesada, 1092 kg. Para reduzir à metade o peso de içamento dos pilares, é possível dividi-los em duas partes desde a fábrica ou fabricá-los com 6 metros. A maioria das fábricas produz os perfis com 12 m de comprimento por padrão, sendo necessário o corte. A mudança do comprimento padrão e o seu impacto

sobre o orçamento, comparado ao corte posterior, depende do fabricante, estando atrelado especialmente volume de aço envolvido. No entanto, a escolha entre a adoção de equipamentos de içamento vertical com maior capacidade de carga ou a divisão dos perfis de pilares de 12 m envolve diversos fatores:

- a) Impacto negativo da divisão dos perfis sobre o tempo de montagem, já que o número de ligações aumenta;
- b) Impacto negativo da divisão dos perfis sobre o custo do empreendimento, já que, quanto mais serviços (para execução das ligações), maior é o custo;
- c) Impacto positivo da divisão dos perfis na redução da quantidade de contraventamentos provisórios na montagem dos pilares (necessários para a estabilidade vertical dos pilares de 12 m durante a montagem);
- d) Impacto positivo da divisão dos perfis na redução do custo da locação dos equipamentos de içamento, já que este é proporcional à capacidade de carga dos equipamentos.

A seguir são elencados exemplos de equipamentos disponíveis no mercado:

- a) Considerado o maior guindaste do Brasil¹³, o Liebherr LTM 11200-9.1 possui capacidade de 1200 t a um raio de 2,5 m e de 106 t em um raio de 12 m a 80 m de altura;
- b) Grua estacionária¹⁴ com comprimento de lança de 60 m, altura máxima de 150 m, capacidade de carga na ponta de 1,3 t e capacidade máxima de carga de 8 t;
- c) Grua ascensional MC50B1¹⁵ com comprimento de lança de 40 m, contra lança de 11 m, altura de até 20 m desde a última ancoragem, capacidade de carga na ponta de 1 t e capacidade máxima de carga de 2,5 t.

O modelo da Figura 120 ilustra um modelo de grua ascensional com lança de 51,5 m e área da seção de 1,35 m x 1,35 m, possibilitando a ancoragem de cada grua em dois conjuntos de amarras fixas às circulações verticais do edifício.

Quanto ao funcionamento das gruas ascensionais, GABRIEL M. S. (2018) afirma:

¹³ Fonte: disponível em <<https://www.mlguindastes.com.br/2021/06/14/o-maior-guindaste-do-brasil/>>.

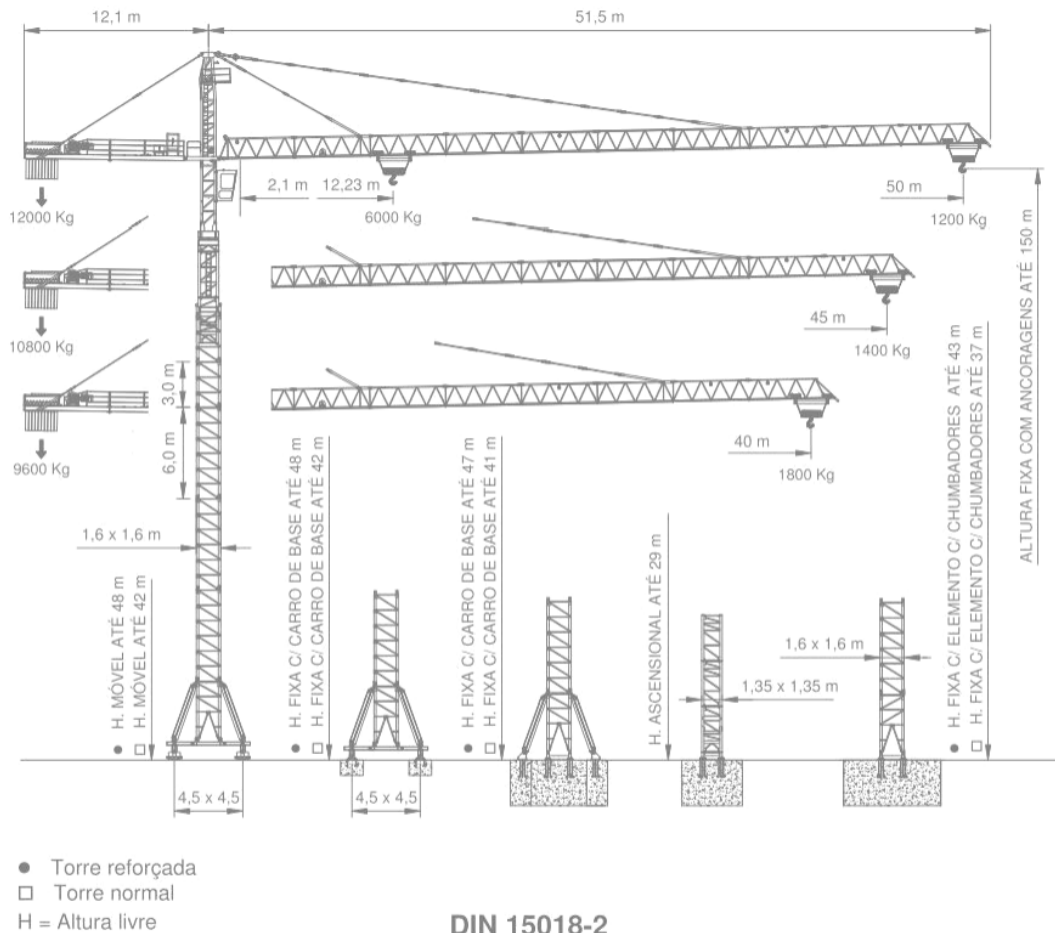
¹⁴ Fonte: disponível em <http://www.towercraneequipment.com/china-150m_building_construction_external_climbing_tower_crane_boom_length_60m-6139653.html>.

¹⁵ Fonte: disponível em <<http://www.passiniequipamentos.com.br/produtos/grua/grua-ascensional-mc50b1/>>.

A grua ascensional é instalada em um vão nas lajes, criados ou pré-existentes como vão de elevador. Este tipo de grua deve estar sempre amarrado a três lajes inferiores. Por ser do tipo ascensional após a execução de duas lajes acima da última amarração deve ser feita a ascensão da grua por uma equipe treinada e especializada. Esta equipe é da própria locadora do equipamento. [...] A fixação do conjunto de amarras é feita por vigas perfil “I” e travadas por meio de barras roscadas que atravessam cada laje.

A Figura 121 ilustra a fixação da grua ascensional às lajes inferiores.

Figura 120 – Grua ascensional modelo MI 12.50



Fonte: <<https://www.yumpu.com/pt/document/read/59432715/digital-catalogo-siti->>.

Figura 121 – Esquema ilustrativo de grua ascensional



Fonte: GABRIEL, M. S. (2018)

De acordo com GABRIEL M. S. (2018), as normas regulamentadoras do Ministério do Trabalho aplicáveis às gruas são a NR 12 – Segurança no trabalho em máquinas e equipamentos e a NR 18 – Condições e meio ambiente de trabalho na indústria da construção. Entre os requisitos estabelecidos, estão:

- a) Limitador de momento máximo, por meio de sistema de segurança monitorado por interface de segurança;
- b) Limitador de carga máxima para bloqueio do dispositivo de elevação, por meio de sistema de segurança monitorado por interface de segurança;
- c) Limitador de fim de curso para o carro da lança nas duas extremidades, por meio de sistema de segurança monitorado por interface de segurança;
- d) Limitador de altura que permita frenagem segura para o moitão, por meio de sistema de segurança monitorado por interface de segurança;
- e) Alarme sonoro para ser acionado pelo operador em situações de risco e alerta, bem como de acionamento automático, quando o limitador de carga ou momento estiver atuando;
- f) Placas indicativas de carga admissível ao longo da lança, conforme especificado pelo fabricante;
- g) Luz de obstáculo (lâmpada piloto);
- h) Trava de segurança no gancho do moitão;
- i) Cabos-guia para fixação do cabo de segurança para acesso à torre, lança e contra lança;

- j) Limitador de giro, quando a grua não dispuser de coletor elétrico;
- k) Anemômetro que emita alerta visual e sonoro para o operador do equipamento de guindar quando for detectada a incidência de vento com velocidade igual ou superior a 35 km/h;
- l) Dispositivo instalado nas polias que impeça o escape acidental do cabo de aço;
- m) Limitador de curso de movimentação de gruas sobre trilhos, por meio de sistema de segurança monitorado por interface de segurança;
- n) Limitadores de curso para o movimento da lança – item obrigatório para gruas de lança móvel ou retrátil;
- o) Aterramento elétrico;
- p) Dispositivo de parada de emergência;
- q) Dispositivo limitador de velocidade de deslocamento vertical do cesto suspenso.

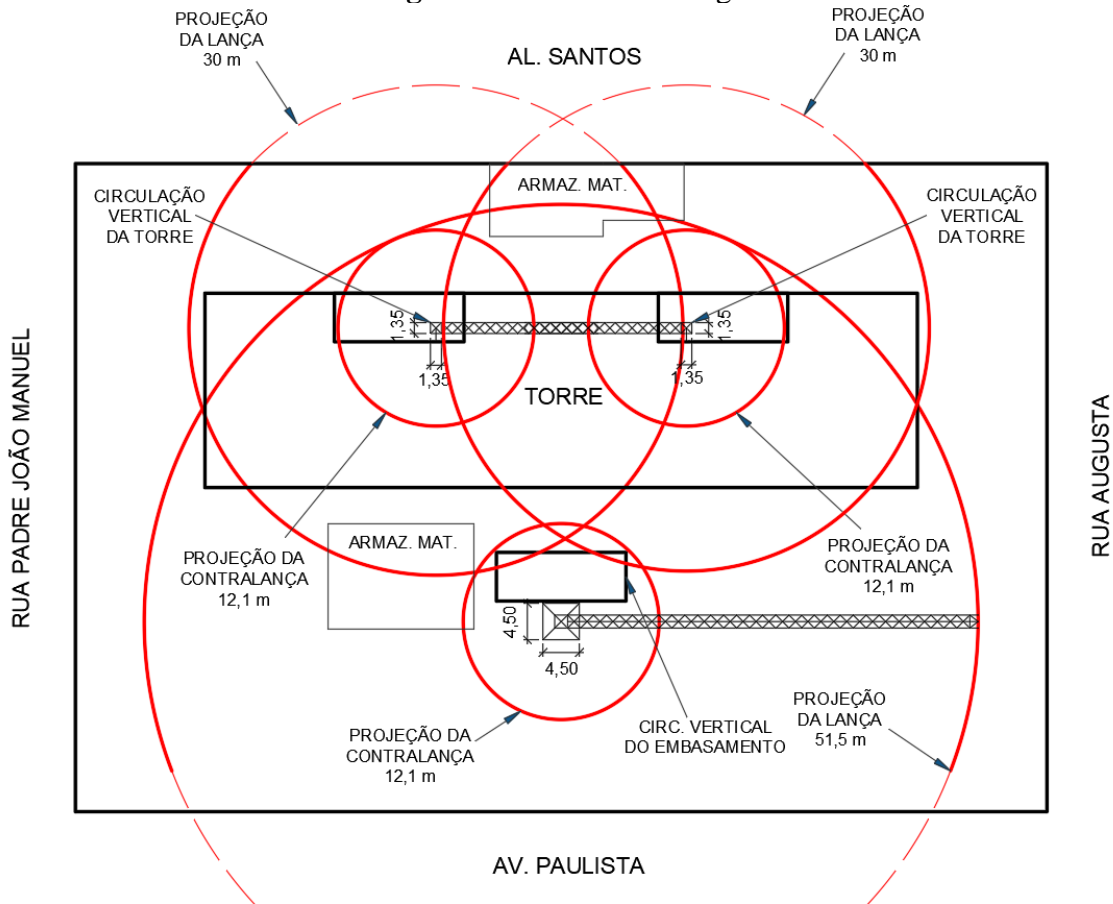
Por outro lado, observou-se que a presença adicional de uma grua estacionária, além de viável considerando o espaço do canteiro de obras, traz os seguintes benefícios:

- a) Idealmente, os materiais devem ser movimentados o mínimo possível desde o local de armazenamento no canteiro de obras até o seu destino, a fim de evitar avarias. Com a presença de uma grua estacionária com raio de lança maior que os raios de lança das gruas ascensionais, há mais regiões possíveis para armazenamento dos materiais no canteiro de forma que eles possam ser transportados diretamente pela grua estacionária;
- b) Viabiliza a montagem e a desmontagem do sistema de formas trepantes responsável pela concretagem dos núcleos rígidos, bem como a montagem e desmontagem das próprias gruas ascensionais;
- c) Com raio de lança ajustável, boa parte do canteiro é coberta pela projeção da lança da grua estacionária, reduzindo a necessidade de guindastes móveis menores.

Quanto à capacidade de carga das gruas,

Dessa forma, determina-se que os equipamentos de transporte vertical são duas gruas ascensionais e uma grua estacionária. A Figura 122 representa a disposição das gruas em um plano de carga.

Figura 122 – Plano de carga



Fonte: autoral

13.1.2 Transporte vertical de materiais e pessoas

Para o transporte de materiais e ferramentas de pequeno porte na torre, são previstos elevadores do tipo cremalheira. A montagem e operação desses elevadores deve estar de acordo com as normas vigentes. Algumas determinações da Portaria Nº 224, de 06.05.2011 da Secretaria de Inspeção do Trabalho são:

- Os elevadores tracionados a cabo ou cremalheira devem possuir chave de partida e bloqueio que impeça o seu acionamento por pessoas não autorizadas;
- Para elevadores tracionados a cabo ou do tipo cremalheira a quantidade e tipo de amarração deve ser especificada pelo fabricante ou pelo profissional legalmente habilitado responsável pelo equipamento;
- Todos os equipamentos de movimentação e transporte de materiais e pessoas só devem ser operados por trabalhador qualificado, o qual terá sua função anotada em carteira de trabalho;
- Nos elevadores do tipo cremalheira, a altura da torre após o último pavimento concretado será determinada pelo fabricante, em função do tipo de torre e seus acessórios de amarração;

- Em todos os acessos de entrada à torre do elevador deve ser instalada uma barreira que tenha, no mínimo, um metro e oitenta centímetros de altura, impedindo que pessoas exponham alguma parte de seu corpo no interior da mesma;
- Os elevadores do tipo cremalheira devem ser dotados de amortecedores de impacto de velocidade nominal na base caso o mesmo ultrapasse os limites de parada final;
- É proibido o transporte de pessoas nos elevadores de materiais tracionados a cabo, com exceção dos elevadores do tipo cremalheira onde somente o operador e o responsável pelo material a ser transportado podem subir junto com a carga, desde que fisicamente isolados da mesma.

Para o transporte vertical de pessoas ao longo da torre, são previstos elevadores de passageiros. Ainda que o transporte não simultâneo de materiais e pessoas esteja de acordo com as normas vigentes, determina-se, por segurança, que o transporte de materiais será realizado exclusivamente pelos elevadores cremalheira, sendo os elevadores de passageiros exclusivos para pessoas. A Portaria Nº 224, de 06.05.2011 da Secretaria de Inspeção do Trabalho estipula, entre outros, que:

- Nos edifícios em construção com oito ou mais pavimentos a partir do térreo ou altura equivalente é obrigatória a instalação de pelo menos um elevador de passageiros devendo seu percurso alcançar toda a extensão vertical da obra;
- O elevador de passageiros deve ser instalado a partir da conclusão da laje de piso do quinto pavimento ou altura equivalente;
- O elevador de passageiros deve dispor de [entre outros]: sistema de frenagem automática, a ser acionado em caso de ruptura do cabo de tração ou, em outras situações que possam gerar a queda livre da cabine; sistema de segurança situado a dois metros abaixo da viga superior da torre, monitorado através de interface de segurança, ou outro sistema com a mesma categoria de segurança que impeça o choque da cabine com esta viga; intertravamento das proteções com o sistema elétrico, através de chaves de segurança com ruptura positiva, que garantam que só se movimentem quando as portas, painéis e cancelas estiverem fechadas; cabina metálica com porta; freio manual situado na cabina, interligado ao interruptor de corrente que quando acionado desligue o motor; sistema que impeça a movimentação do equipamento quando a carga ultrapassar a capacidade permitida;
- Todo serviço executado no elevador deve ser registrado no Livro de Inspeção do Elevador, o qual deverá acompanhar o equipamento e estar sob a responsabilidade do contratante;
- A cabina do elevador automático de passageiros deve ter iluminação e ventilação natural ou artificial durante o uso e indicação do número máximo de passageiros e peso máximo equivalente em quilogramas (kg);

- É proibido o uso de frenagem da cabina por sistema do tipo viga flutuante para elevadores de materiais e ou passageiros, cujo princípio de acionamento ocorra por monitoramento da tensão do cabo de aço de tração.

13.2 Fundações

A execução das fundações não faz parte do escopo deste projeto. No entanto, de acordo com o Manual de Transporte e Montagem produzido pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço (PINHO, M. O., 2018, p.83), algumas recomendações são:

A precisão das fundações é um dos fatores que mais influenciam na qualidade dimensional da montagem, ao lado do detalhamento e da fabricação das estruturas. Chumbadores, insertos, ou outros aparelhos de fixação das colunas às bases podem ser instalados por terceiros, mas devem ser verificados pelo montador antes de iniciar a montagem. [...] O montador deve considerar o fornecimento, ao construtor, de gabaritos para espaçamento e locação dos chumbadores.

Destaca-se, ainda (PINHO, M. O., 2018, p.84):

As fundações devem ser verificadas topograficamente antes de iniciada a montagem, preferencialmente antes da mobilização do canteiro. [...] Para a correção de pequenos erros nos calços, cunhas de aço podem ser confeccionadas e introduzidas entre a placa de base e o concreto bruto até que se obtenha o aprumamento da coluna.

13.3 Embasamento

Após a execução das fundações, deve-se prosseguir com o embasamento, composto por dois subsolos. Em obras cujo terreno precisa ser todo escavado, é prática comum que seja alugado um espaço próximo ao local da obra para abrigar as áreas de vivência até que seja possível instalá-las no próprio canteiro da obra. No entanto, neste projeto, buscou-se dispor exclusivamente da área do terreno para o canteiro de obras durante toda a execução. Para isso, a solução proposta é a de executar as fundações e o embasamento do empreendimento em duas etapas, permitindo que tanto a área de vivência quanto a área operacional sejam transpostas ao local cujo embasamento já tenha sido finalizado. No item 13.6, constam as diferentes configurações propostas para o canteiro de obras ao longo da execução do embasamento.

13.4 Núcleo rígido

A concretagem do núcleo rígido deve ser realizada por meio de formas trepantes. Esse sistema é constituído por painéis de alumínio ou madeira, mísula (consoles), escoras,

montantes verticais, cones e barras de ancoragem e utilizado especialmente para estruturas altas em que é necessário realizar mais de uma concretagem. A cada pavimento, o conjunto é desmontado, içado e montado novamente com o auxílio de uma grua. Deve-se priorizar, sempre que possível, o reaproveitamento das formas.

Comparado à concretagem com andaimes, o sistema de formas trepantes aumenta a produtividade e, no caso deste projeto, o fato de exigir o auxílio de guas para sua movimentação vertical não representa custos adicionais, já que as guas são necessárias para a própria montagem da estrutura metálica. As formas devem prever reentrâncias com dimensões adequadas à instalação das lajes em *steel deck* posteriormente à concretagem.

Para realizar o bombeamento do concreto dos núcleos rígidos, são previstas bombas estacionárias, tipo de bomba que alcança até 500 metros de bombeamento horizontal, até 200 metros de bombeamento vertical – atendendo à altura máxima de 153 metros do edifício – e cuja produtividade varia de 35 a 90 m³/h.¹⁶ A possibilidade de bombeamento por bomba-lança foi descartada devido à limitação de altura de bombeamento.

Para que a concretagem dos núcleos seja realizada de forma simultânea, deve-se utilizar uma bomba estacionária para cada núcleo rígido. O concreto, dosado em central e transportado por caminhões betoneira até o canteiro de obras, é depositado na bomba correspondente a cada núcleo, que o bombeia pela tubulação rígida previamente instalada na estrutura. De acordo com o Manual para Bombeamento e Distribuição de Concreto da Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem do Brasil (ABESC):

Autobombas e autobetoneiras necessitam de bom acesso ao local da obra: uma autobetoneira carregada com 8 m³ de concreto pesa 32 tons, tem 8 m de comprimento e 2,8 m de largura. Uma bomba estacionária necessita, no mínimo, de um espaço de 8 m de comprimento e 3 m de largura.

O concreto deve ser lançado ao longo de todo o perímetro dos núcleos rígidos. Para isso, a primeira possibilidade é a instalação de tubulações rígidas horizontais conforme o lançamento avance o longo do perímetro dos núcleos rígidos, associadas às tubulações verticais já instaladas e fixadas. A segunda possibilidade é a adoção de mastros hidráulicos distribuidores de concreto, também chamados de *placing booms*, os quais são

¹⁶ Fonte: disponível em <<https://www.construcaolatinoamericana.com/news/Sistemas-de-bombeamento-de-concreto/3129288.article>>. Acesso em: 17 maio 2021.

acoplados à tubulação rígida vertical já fixa e permitem a rotação de 360°¹⁷. O alcance horizontal dessa solução é de 50 metros e a produtividade é de 50 a 60 m³/h.¹⁸

A bomba estacionária pode ainda ser acoplada ao chassi de um caminhão para facilitar a mobilidade da bomba, ao que dá-se o nome de autobomba. Essa solução foi adotada na construção do edifício Eldorado Business Tower (SP), de 141 metros de altura¹⁹. No entanto, dadas as possibilidades de utilização de mastros distribuidores ou do acoplamento de tubulação horizontal, pode-se manter as bombas estacionárias fixas ao longo de toda a concretagem dos núcleos rígidos, dispensando a utilização de autobombas.

13.5 Estrutura metálica

As vantagens estruturais da adoção de núcleos rígidos de concreto foram discutidas na concepção estrutural deste projeto, especificamente no item 5.1. Por outro lado, a construção convencional de núcleos rígidos de concreto tem um impacto significativo no tempo total necessário para concluir uma construção (RAFTERY, M. C., GARLAND M. R., 2008), sendo esse um fator relevante para o custo total do edifício.

Em termos práticos, ainda de acordo com RAFTERY, M. C. e GARLAND M. R. (2008), a construção de um pavimento de um núcleo rígido de concreto, utilizando métodos convencionais, leva cerca de uma semana. Entre as etapas demoradas, estão a movimentação de formas a cada pavimento, a instalação de estruturas de reforço, o lançamento do concreto e, principalmente, a sua cura. Já a montagem estrutura metálica e do sistema de piso correspondentes requer apenas dois ou três dias por pavimento. Como a estrutura metálica periférica – termo que será usado daqui em diante para referir-se às vigas e pilares metálicos diretamente apoiados ao núcleo – utiliza o núcleo rígido como suporte para sua sustentação, só pode ser erguida depois que o trecho do núcleo em que se apoia tenha sido concluído.

Como solução alternativa para que se aproveite a agilidade da montagem de estruturas metálicas, RAFTERY, M. C. e GARLAND M. R. (2008) propõem a presença de uma estrutura metálica auxiliar que permita com que a montagem da estrutura metálica

¹⁷ Fonte: disponível em: <<http://www.lagon.com.br/equipamento/mastro-distribuidor-de-concreto-ou-placing-boom>>. Acesso em: 17 maio 2021.

¹⁸ Fonte: disponível em: <<https://blog.apl.eng.br/entenda-o-que-e-e-como-funciona-o-bombeamento-de-concreto/>>. Acesso em: 17 maio 2021.

¹⁹ Fonte: disponível em: <<https://www.lancamix.com.br/locacao-de-bombas/auto-bomba-de-concreto/>>. Acesso em: 17 maio 2021.

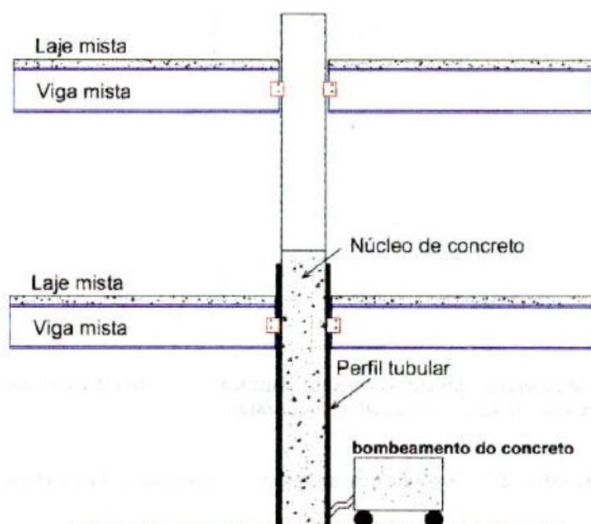
avance concomitantemente ao núcleo e sem a necessidade de apoiar-se nele. Para isso, são montados, primeiramente, pilares de aço na região dos núcleos rígidos, de forma que a estrutura metálica se sustente por si até que a concretagem das paredes dos núcleos seja realizada. Dessa forma, não é necessário aguardar a cura do concreto para que a montagem da estrutura metálica avance.

Além do menor tempo de montagem, a referida solução também permite que as ligações parafusadas a serem realizadas entre a estrutura metálica auxiliar e a periférica sejam executadas com mais precisão. Com o método convencional, em que a estrutura metálica avança após a cura do trecho do núcleo rígido em que se apoia, são requeridas ligações entre aço e concreto, as quais requerem compatibilidade entre as dimensões da estrutura de concreto armado e a de aço. Essa compatibilidade costuma ser complexa, já que estruturas metálicas são fabricadas com precisão de milímetros, enquanto as de concreto armado costumam exigir precisão de centímetro em sua execução.

Outro aspecto importante referente à montagem da estrutura metálica é a concretagem dos pilares mistos. BRAGA A. C. G. (2006) ressalta que a resistência final dos pilares mistos só é alcançada após a cura do concreto e que “a técnica construtiva mais utilizada em edifícios de múltiplos andares [...] inicia-se com a fixação dos perfis tubulares e das vigas de aço em vários andares e posteriormente procede-se o lançamento de concreto.” Segundo ele, quanto menor o número de concretagens, mais racional é a montagem. O número máximo de pavimentos a serem montados antes de cada concretagem é determinado a partir da resistência dos pilares mistos ainda sem o preenchimento de concreto.

BRAGA A. C. G. (2006) cita, ainda, a técnica construtiva *pumped into and up*, em que o concreto preenche os perfis tubulares de baixo para cima, o que dispensa a necessidade de vibração.

Figura 123 – Técnica *pumped into and up* para preenchimento de pilares mistos



Fonte: BRAGA, 2006

13.6 Canteiro de obras

Conforme a NR-18, o canteiro de obras deve possuir área de vivência composta pelos seguintes ambientes:

- Ambulatório (já que há mais de 50 trabalhadores)
- Cozinha
- Guarita
- Plantão (stand) de vendas
- Refeitório
- Sanitários masculino e feminino
- Vestiários masculino e feminino

A referida regulamentação estabelece que alojamento, lavanderia e área de lazer são necessários apenas quando há trabalhadores alojados no canteiro de obras. Como se trata de uma obra no perímetro urbano, essas áreas foram desconsideradas.

Já a área operacional do canteiro é composta por:

- Almoxarifado
- Armazenamento de materiais
- Central de armação
- Central de formas
- Depósito de ferramentas

- Escritórios
- Estacionamento de máquinas

A determinação da área de cada ambiente da área de vivência em metros quadrados é realizada a partir do número máximo de funcionários que trabalharão na obra concomitantemente. Neste caso, será realizada apenas uma estimativa do número máximo de funcionários, já que seu valor preciso depende de inúmeros fatores, como o orçamento disponível e o prazo exigido para a execução, a empresa responsável pela execução, o grau de industrialização da obra e a qualificação e produtividade da mão de obra empregada.

BELLEI, I. H. *et al* (2008, p.534) estimam duas equipes de 6 pessoas para a execução da estrutura de um edifício de 8 pavimentos com 540 m² cada, com prazo estipulado de montagem de 63 dias. Nota-se a presença de três variáveis interdependentes: o número de trabalhadores, o prazo para montagem e a área construída. Para fins de estimativa, é possível fixar as relações entre o número de funcionários e a área construída e entre o prazo para montagem e a área construída, levando-se em conta a área construída deste projeto, de 137644 m². Sendo assim, tem-se:

$$\frac{\text{número de funcionários}}{\text{área construída}} = \frac{12}{8 \cdot 540} = \frac{x}{137644} \rightarrow x = 382 \text{ funcionários}$$

Com prazo total de montagem sendo de:

$$\frac{\text{prazo para montagem}}{\text{área construída}} = \frac{63}{8 \cdot 540} = \frac{y}{137644} \rightarrow y = 2007 \text{ dias} = 5 \text{ anos e meio}$$

Observa-se que os valores encontrados são maiores que o esperado. Para obter outro parâmetro de estimativa, foi adotada a previsão de quantitativo de operários em um canteiro proposta por QUALHARINI (2021), dada por:

$$d (Hh) \cdot \sum \text{área construída} \div 200h \div \text{prazo} = n^{\circ} \text{ de operários}$$

onde:

d (Hh): taxa de 40 a 80 Hh/m² de área construída;

200h: horas de trabalho mensal;

prazo: prazo em meses para a montagem.

Esse método exige a estimativa do prazo de montagem e é originalmente voltado para estruturas de concreto. Como uma das grandes vantagens das estruturas de aço é o aumento da produtividade, considerou-se uma produtividade de 10 Hh/m², isto é, uma produtividade acima da faixa estabelecida, e um prazo de montagem de 20 meses. Dessa forma:

$$n^{\circ} \text{ de operários} = \frac{10 \cdot 137644}{200 \cdot 20} = 344 \text{ operários}$$

Sendo assim, para o plano de canteiros, serão considerados 350 funcionários. Apesar de essa estimativa do número total de funcionários poder extrapolar os valores da realidade, sendo possível dispor as áreas de vivência na área do terreno com esse valor, a redução do número de funcionários acarretaria apenas um canteiro mais enxuto, o que é sempre positivo. A Tabela 67 sintetiza as áreas estimadas para cada ambiente do canteiro de obras.

Tabela 67 – Áreas estimadas para o plano de canteiro

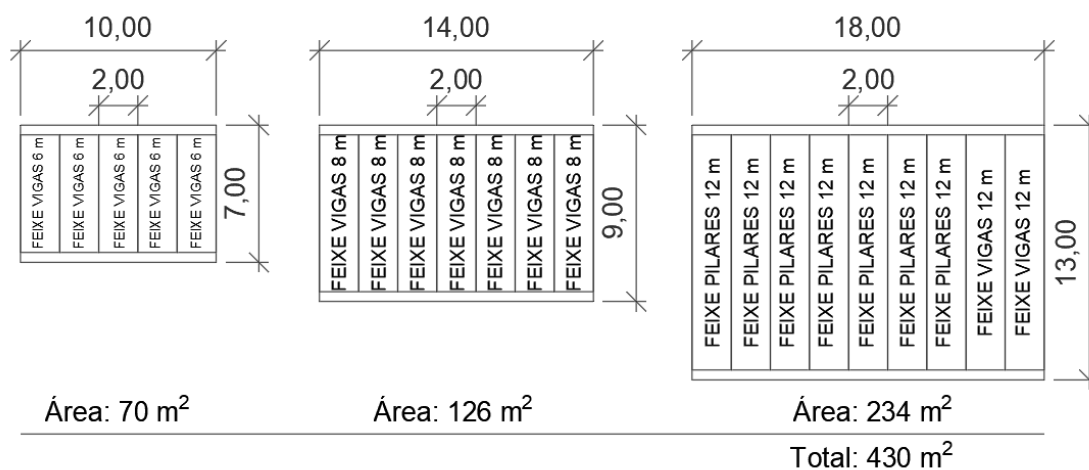
Área de vivência	Regulamentação/boa prática para estimar a área	Área adotada (m ²)
Ambulatório	-	9
Copa/Cozinha	-	30
Guarita	-	4
Plantão (stand) de vendas	-	20
Refeitório	1m ² /operário/turno (QUALHARINI, 2021); 1 m ² por operário (AZEREDO, 1977)	350
Sanitários masculino e feminino	1 m ² por vaso sanitário e 0,8 m ² por chuveiro; unidade com vaso sanitário, lavatório e mictório para cada 20 trabalhadores ou fração; 1 chuveiro para cada 10 trabalhadores (QUALHARINI, 2021); uma unidade de 1,5 m ² com vaso e chuveiro para cada 15 trabalhadores (AZEREDO, 1977)	60 (masculino) 12 (feminino)
Vestiários masculino e feminino	-	42 (masculino) 8 (feminino)
Área operacional		
Almoxarifado	9 m ² para cada 300 m ² de construção (QUALHARINI, 2021)	32
Armazenamento de materiais	-	
Bombas estacionárias	Área mínima recomendada no item 13.4 de 8 m de comprimento por 3 m de largura para cada bomba estacionária	48
Central de armação	-	60
Central de formas	-	160

Depósito de ferramentas	-	18
Escritórios	-	20
Estacionamento de máquinas	-	184
Grua estacionária	Área de 4,5 m x 4,5 m para fixação da base ao solo	20

Fonte: autoral

A determinação do espaço destinado ao armazenamento de materiais foi realizada a partir da quantidade e comprimentos dos pilares e vigas de 1 pavimento tipo. São eles: 38 pilares de 12 metros, 36 vigas de 8 metros, 22 vigas de 6 metros e 10 vigas de 12 metros. Foram considerados feixes com 5 perfis cada um, dispostos um ao lado do outro, como visto em planta na Figura . Caso fosse adotado um planejamento próximo do *just in time*, seria necessário armazenar o material de apenas um dia de trabalho e o espaço de armazenamento seria menor que o considerado. No entanto, para a definição do ritmo de embarques e desembarques, é necessário um estudo mais profundo, que leve em conta, por exemplo, a área de armazenamento do fabricante dos perfis de aço e o custo de transporte por viagem.

Figura 124 – Área de armazenamento dos perfis de 1 pavimento tipo

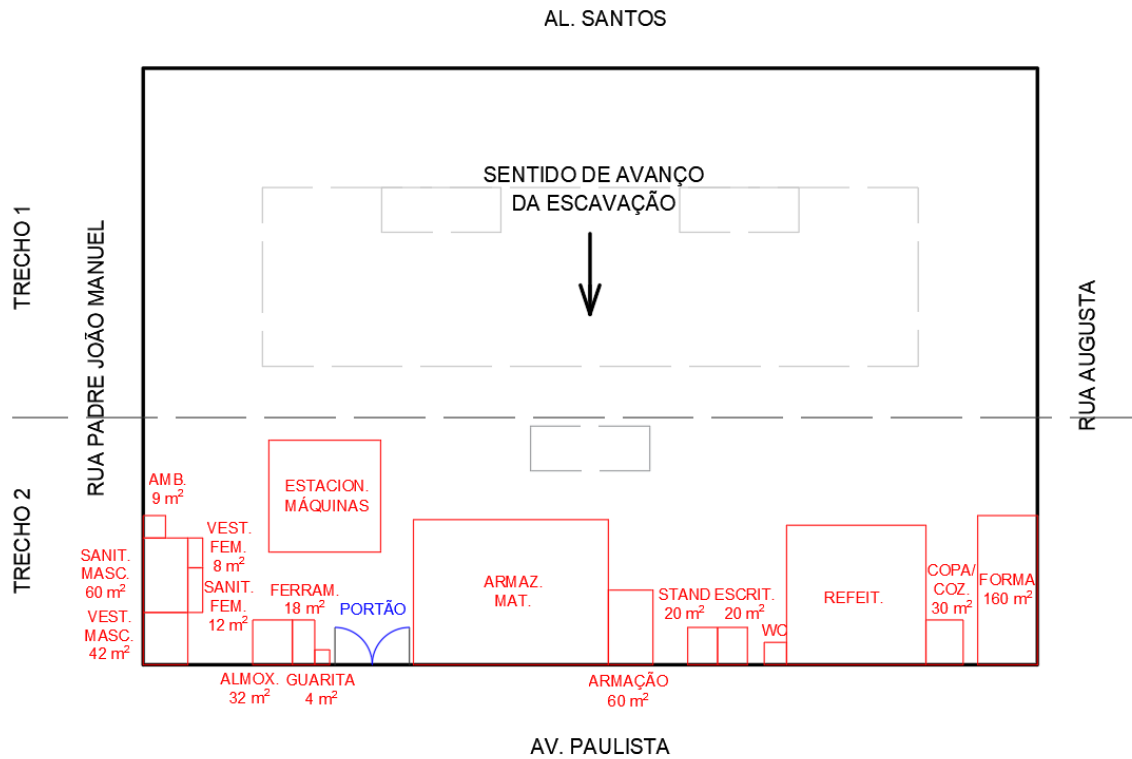


Fonte: autoral

Conforme exposto no item 13.3, o layout do canteiro de obras sofrerá alterações ao longo da execução do embasamento do edifício, já que toda a extensão do terreno precisa ser escavada. A Figura representa a disposição do canteiro de obras enquanto são executadas as fundações e o embasamento do denominado trecho 1. A cor azul representa que, a partir da etapa em questão, o elemento ou ambiente representado não mudará de local, enquanto a cor vermelha indica que a posição do elemento é provisória, pois será alterada em uma etapa futura do transcorrer da obra.

Durante as etapas provisórias, valores de área estimados para determinados ambientes foram omitidos, considerando-se, por exemplo, que o início da obra não envolverá o número máximo de trabalhadores simultaneamente, já que haverá menor variedade de serviços sendo executados.

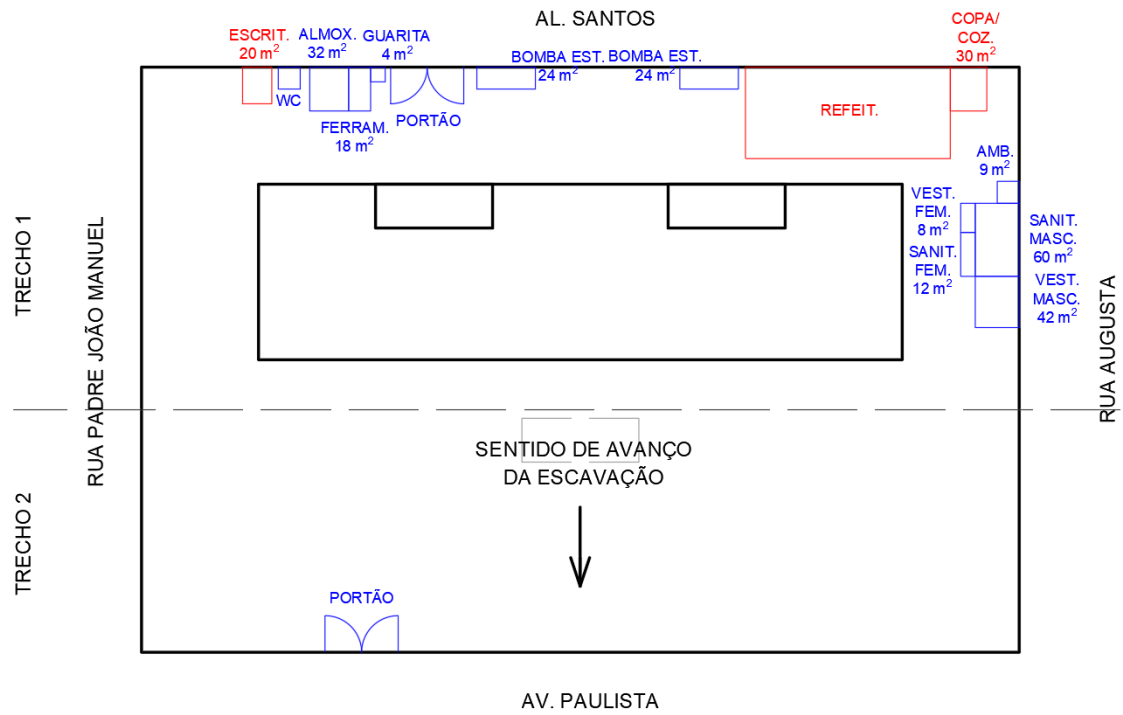
Figura 125 – Layout 1 do canteiro de obras: cota do térreo



Fonte: autoral

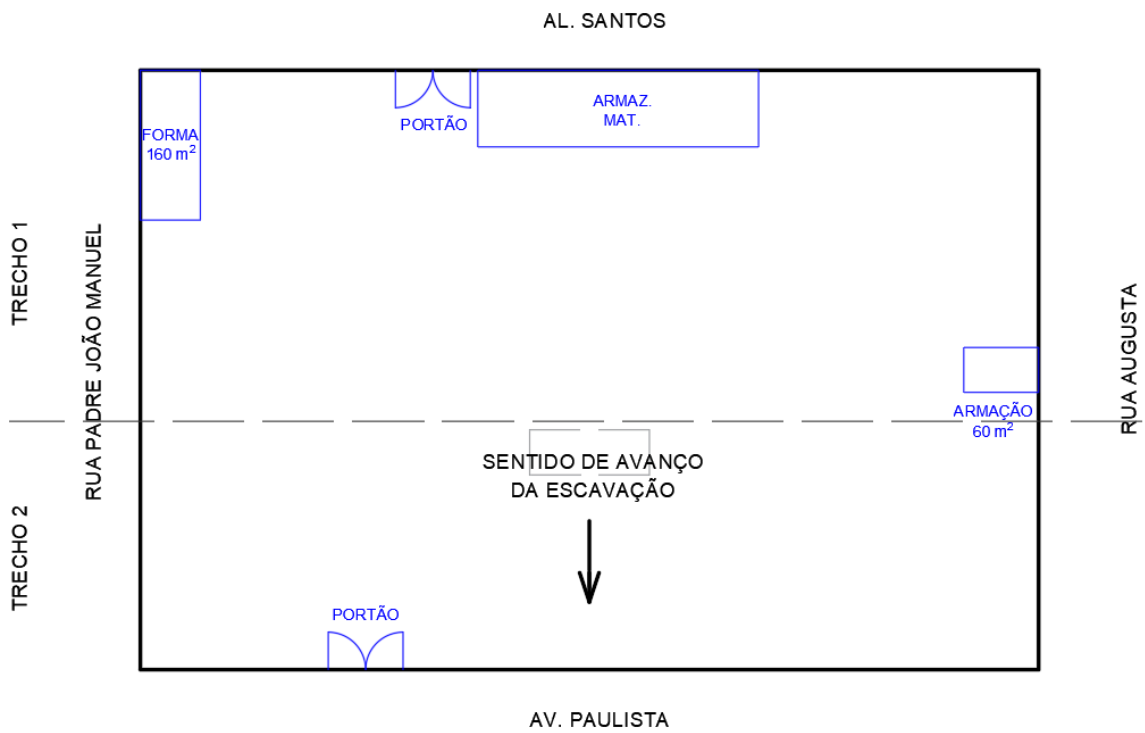
A Figura 126 e a Figura 127 representam a disposição do canteiro de obras enquanto são executadas as fundações e o embasamento do denominado trecho 2.

Figura 126 – Layout 2 do canteiro de obras: pavimento térreo



Fonte: autoral

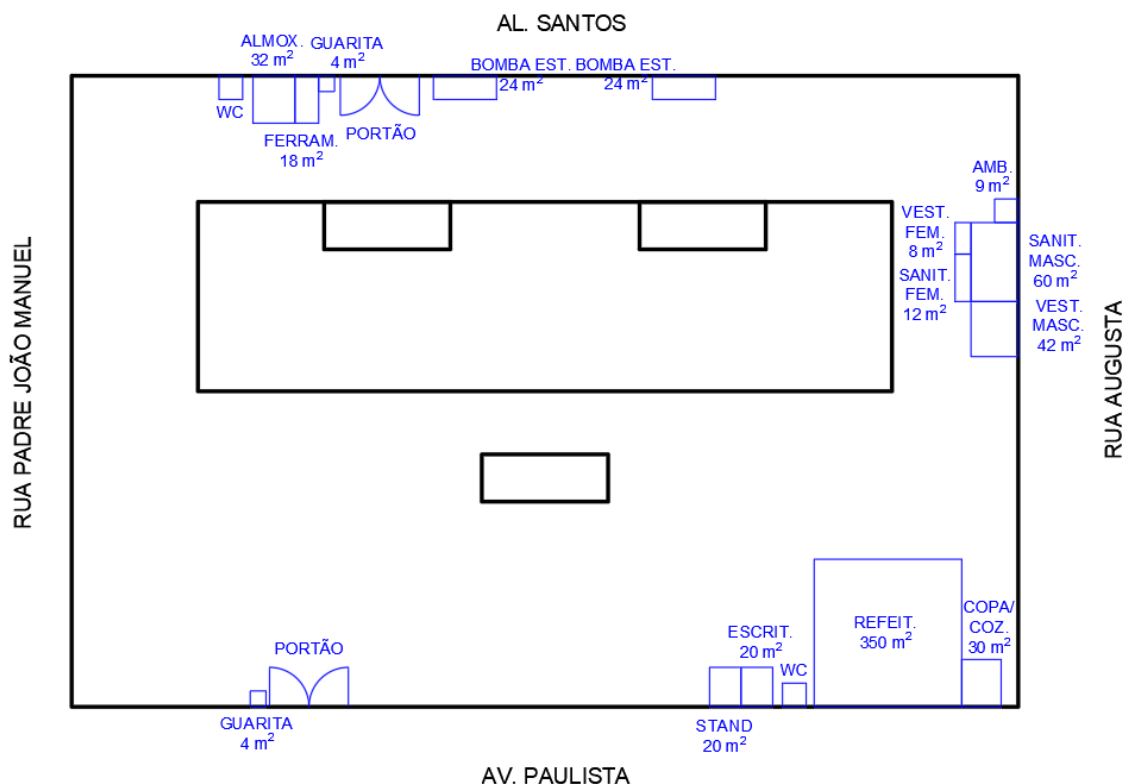
Figura 127 – Layout 2 do canteiro de obras: terraço



Fonte: autoral

O layout a ser adotado a partir do fim da execução de todo o embasamento, denominado layout final do canteiro de obras, é representado na Figura .

Figura 128 – Layout final do canteiro de obras: pavimento térreo



Fonte: autoral

13.7 Recomendações para a montagem

A seguir, são elencadas recomendações de montagem relacionadas à segurança, precisão e prevenção contra avarias:

- Para o controle dimensional da estrutura durante a execução, pode-se utilizar um laser escâner, equipamento que produz imagens tridimensionais com precisão de 0,1 mm;
- É obrigatória a instalação de proteção coletiva onde houver risco de queda de trabalhadores ou de projeção de materiais e as medidas de proteção contra quedas de altura devem atender às exigências da NR 18;
- Estruturas ou perfis de grande superfície somente devem ser içados com total precaução contra rajadas de vento;
- Durante a movimentação de cargas pelos guindastes e pela grua, a área da projeção deve ser isolada e sinalizada, sem a presença de trabalhadores;

- e) Entre a montagem e a concretagem dos pilares de seção tubular, o topo dos perfis deve ser tampado para impedir a entrada de água no seu interior, pois as faces internas não recebem proteção contra corrosão e são de difícil manutenção.

13.8 Outros serviços

Após a cura de cada pavimento, os principais serviços seguintes são:

- a) Montagem das fachadas;
- b) Instalação de guarda-corpos nas varandas;
- c) Instalação das vedações internas em EPS e *drywall*;
- d) Instalação das esquadrias;
- e) Instalações elétrica e hidráulica;
- f) Pinturas e revestimentos;
- g) Instalação de louças e metais.

Já na fase de entrega do empreendimento:

- a) Instalação dos elevadores;
- b) Teste de instalações hidrossanitárias;
- c) Testes de equipamentos, máquinas e motores (sprinklers, exaustores, sonorização);
- d) Colocação de luminárias, lâmpadas e acessórios;
- e) Paisagismo;
- f) Testes de drenagem;
- g) Arremates de pintura e de juntas de impermeabilização e de dilatação;
- h) Vistorias e testes em esquadrias;
- i) Colocação de numeração (letras, números e placas);
- j) Pintura e numeração de vagas de garagem;
- k) Limpeza e lavagem de bancas, cerâmicas, louças, azulejos, etc;
- l) Retirada de detritos e sobras de materiais;
- m) Colocação de equipamentos complementares (sinalizador de veículo, mesa telefônica,
- n) Posicionamento e fixação de mangueiras e extintores;
- o) Limpeza de vidros;
- p) Desinfecção da obra.

Por fim, tem-se a fase de certificação do empreendimento.

13.8.1 Montagem das vedações

Após a montagem da estrutura metálica e das lajes *steel deck* de cada pavimento, dá-se sequência à montagem do edifício com a instalação das vedações internas de EPS descritas no item 3.6, de acordo com a seguinte sequência:

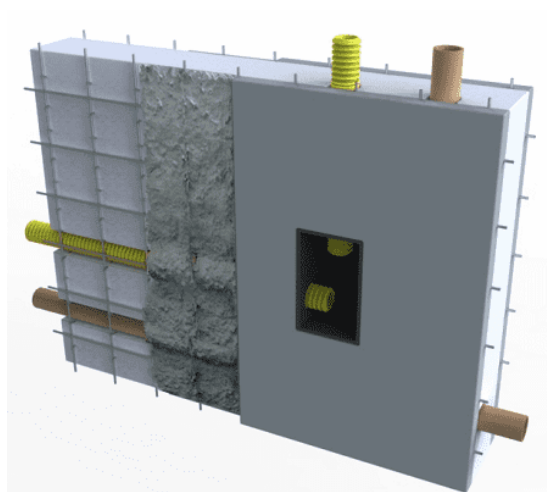
- a) Armazenamento dos painéis de EPS fabricados sob medida e transportados até o canteiro de obras;
- b) Fixação dos painéis uns aos outros por meio de grampos de aço;
- c) Corte de aberturas para portas e janelas;
- d) Formação de sulcos por projeção de calor para instalação de conduítes e tubulação hidráulica no espaço entre o EPS e a malha de aço eletrossoldada;
- e) Aplicação da primeira demão de argamassa projetada, somente cobrindo a malha de aço eletrossoldada;
- f) Aplicação da segunda demão de argamassa projetada, formando uma camada de 30 mm em ambos os lados.

Figura 129 – Transporte de painéis de EPS



Fonte: <<https://emeindustria.ind.br/emepainel.html>>.

Figura 130 – Painel de EPS com instalações: exemplo de uma caixa de passagem



Fonte: disponível em <<https://www.vivadecora.com.br/pro/arquitetura/casa-de-isopor/>>.

13.8.2 Ponto de recarga para veículos elétricos

A lei nº 17.336 de 30 de março de 2020²⁰ determina que edifícios (condomínios) residenciais e comerciais no município de São Paulo ficam obrigados a prever soluções para recarga de veículos elétricos. De acordo com o art. 1, inciso I, o “modo de recarga do veículo elétrico deve estar em conformidade com as normas técnicas brasileiras” e, de acordo com o art. 1, inciso II, deve ser realizada “medição individualizada e cobrança da energia consumida, conforme procedimentos vigentes das concessionárias.” O art. 6, inciso I, afirma que a lei entra em vigor 12 (doze) meses após a data de sua publicação e que será implementada para projetos de edificações novas, protocolados a partir da data de vigência da lei, abrangendo, portanto, este projeto.

13.9 Sequência de montagem

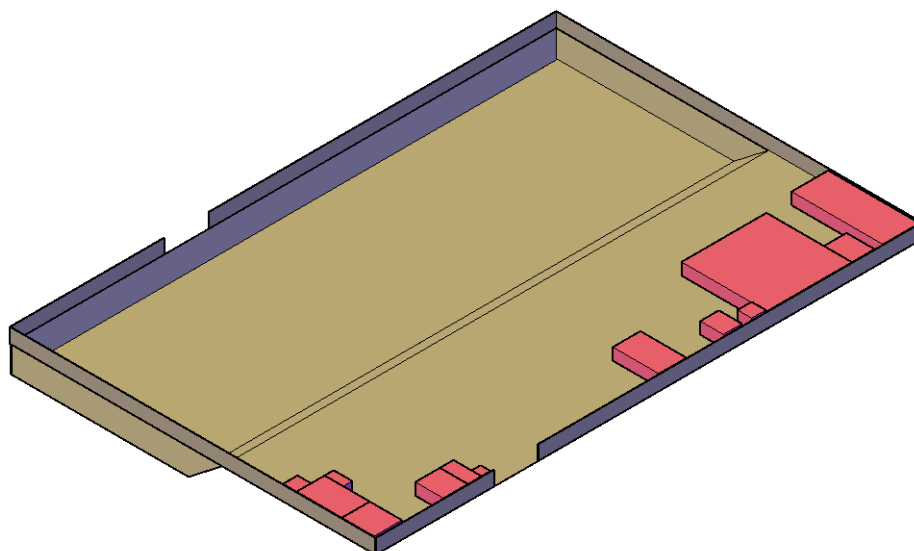
A seguir, ilustra-se a sequência geral de serviços para a execução da estrutura do edifício. As etapas descritas refletem a ordem genérica de serviços. No entanto, na prática, alguns serviços se adiantam em relação a outros, como é o caso da estrutura metálica em relação aos núcleos rígidos. As relações de dependência entre os serviços são melhor apresentadas no item 14.

Etapa 1: limpeza do terreno e instalação do canteiro de obras do denominado primeiro trecho. Figura 131.

²⁰ Fonte: disponível em: <<http://legislacao.prefeitura.sp.gov.br/leis/lei-17336-de-30-de-marco-de-2020>>. Acesso em: 23 maio 2021.

Etapa 2: escavação e execução das fundações do primeiro trecho em estaca hélice contínua. Figura 131.

Figura 131 – Sequência de montagem: etapas 1 e 2

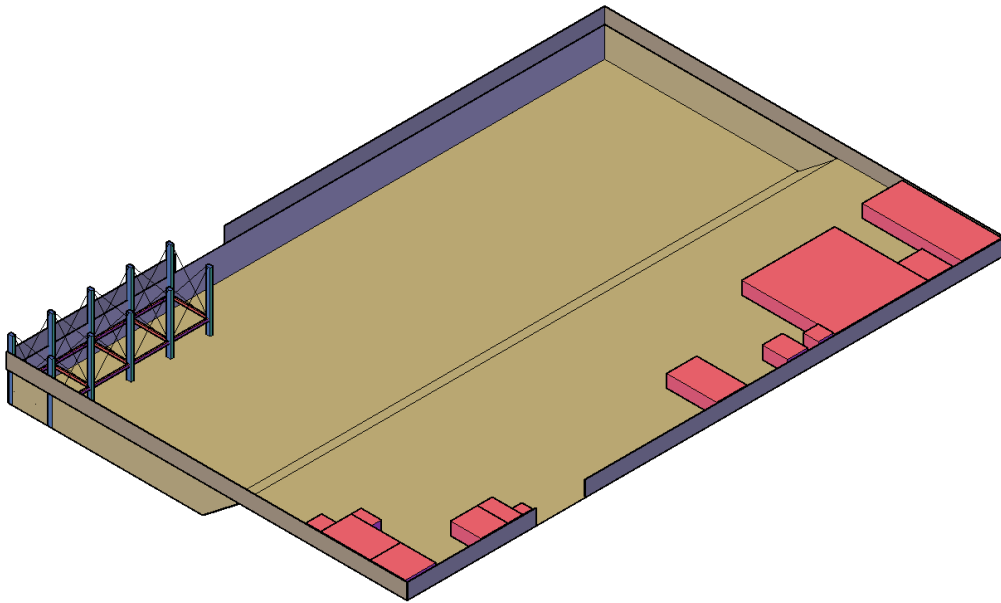


Fonte: autoral

Etapa 3: início da execução do embasamento. A execução é realizada por partes, sendo cada parte composta por um conjunto de pilares, vigas e lajes do subsolo 2, do subsolo 1 e do térreo. Inicia-se pela montagem de um conjunto de pilares, de vigas principais do subsolo 2 que se apoiam neles e imediata instalação de contraventamentos provisórios nos trechos livres de 9 m de cada pilar. A execução do embasamento por trechos permite com que os guindastes trabalhem com raios de lança menores – e, portanto, com maior capacidade de carga – e que haja mais espaço para movimentação de máquinas. Figura 132.

A cada montagem de perfis metálicos, deve-se verificar prumo, alinhamento e esquadro, torquar ligações parafusadas, soldar as ligações soldadas dos pilares tubulares e os conectores de cisalhamento no caso das lajes *steel deck*.

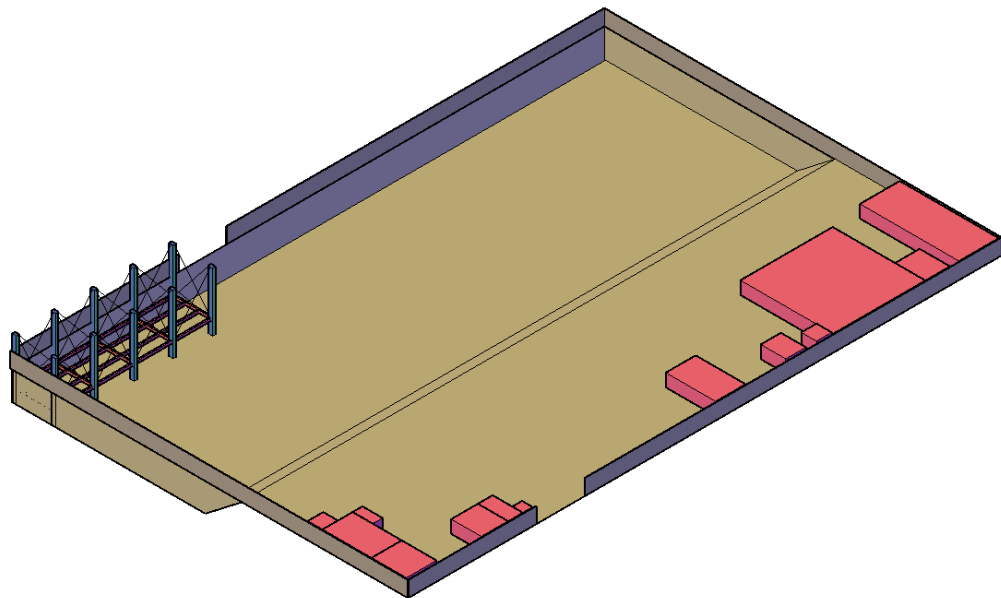
Figura 132 – Sequência de montagem: etapa 3



Fonte: autoral

Etapa 4: montagem das vigas secundárias do subsolo 2 do conjunto. Figura 133.

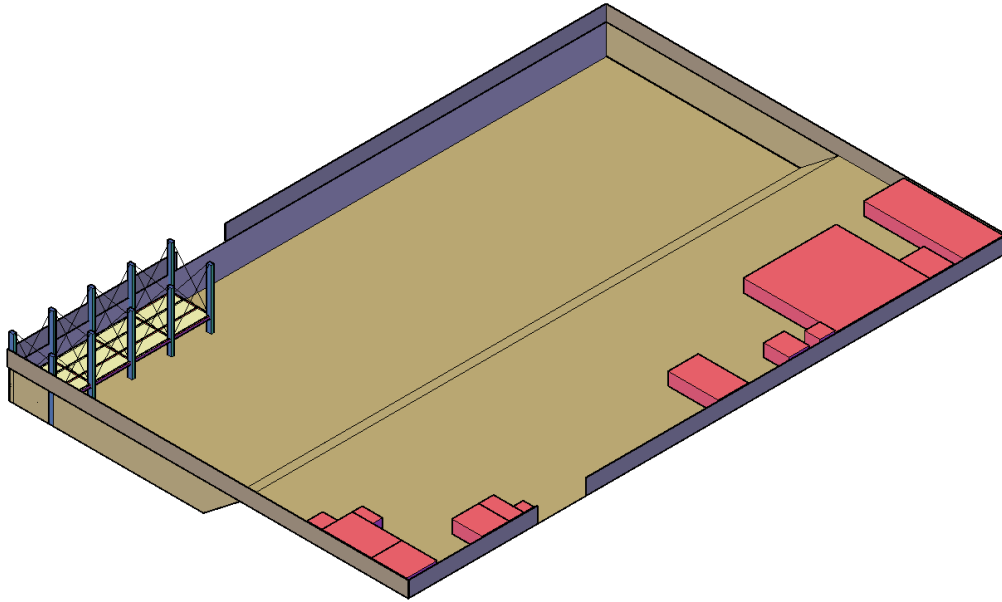
Figura 133 – Sequência de montagem: etapa 4



Fonte: autoral

Etapa 5: instalação das lajes em *steel deck* do subsolo 2 do conjunto. Figura 134.

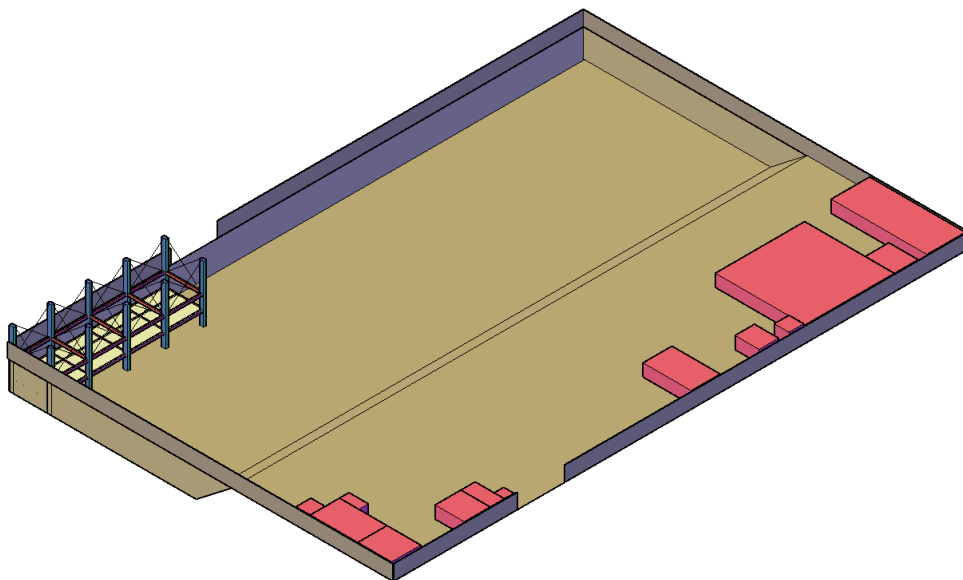
Figura 134 – Sequência de montagem: etapa 5



Fonte: autoral

Etapa 6: remoção dos contraventamentos provisórios instalados, montagem das vigas principais do subsolo 1 do conjunto e imediata instalação dos contraventamentos provisórios nos trechos livres de 6 m dos pilares. Figura 135.

Figura 135 – Sequência de montagem: etapa 6

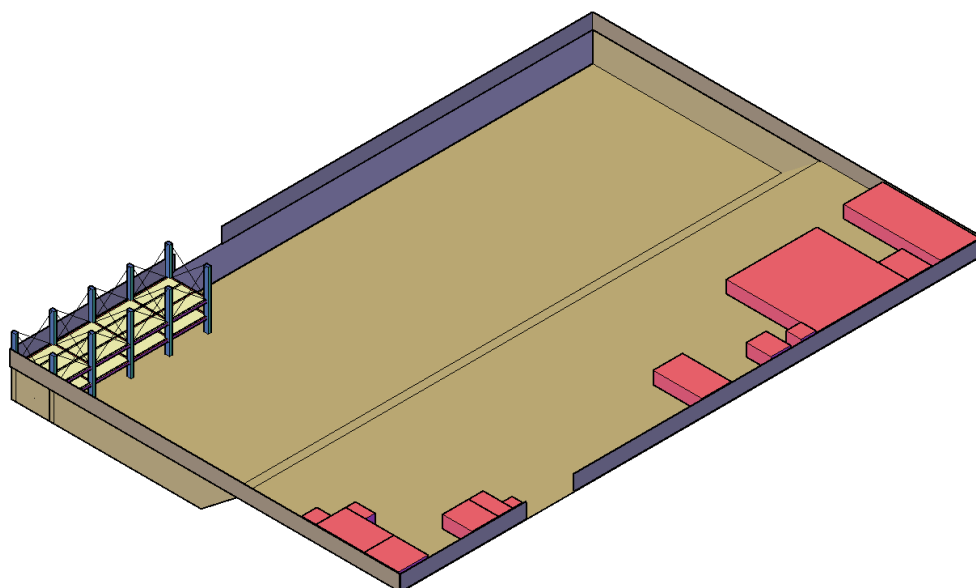


Fonte: autoral

Etapa 7: montagem das vigas secundárias do subsolo 1 do conjunto. Figura 136.

Etapa 8: instalação das lajes em *steel deck* do subsolo 1 do conjunto. Figura 136.

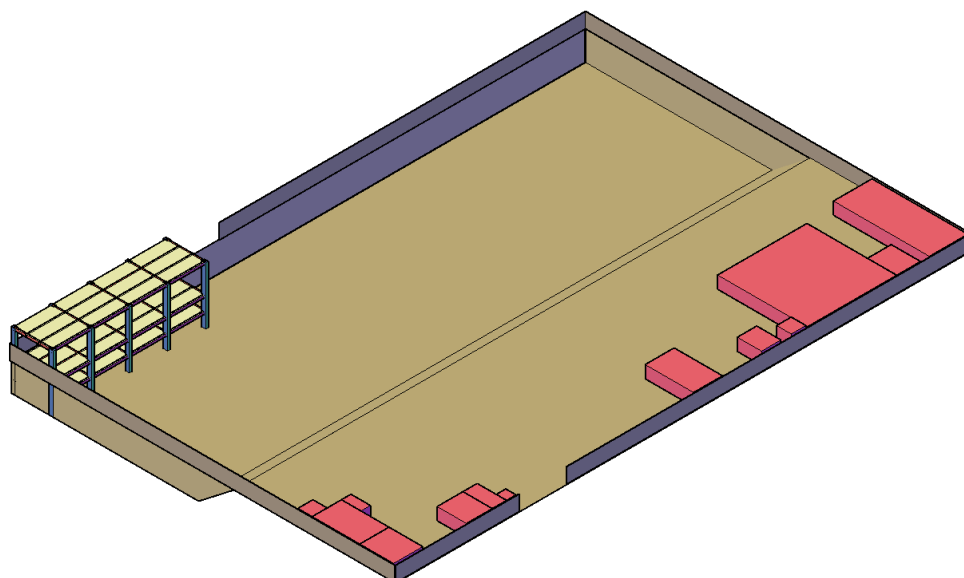
Figura 136 – Sequência de montagem: etapas 7 e 8



Fonte: autoral

Etapa 9: repetição das etapas de 6 a 8 para o térreo. Figura 137.

Figura 137 – Sequência de montagem: etapa 9



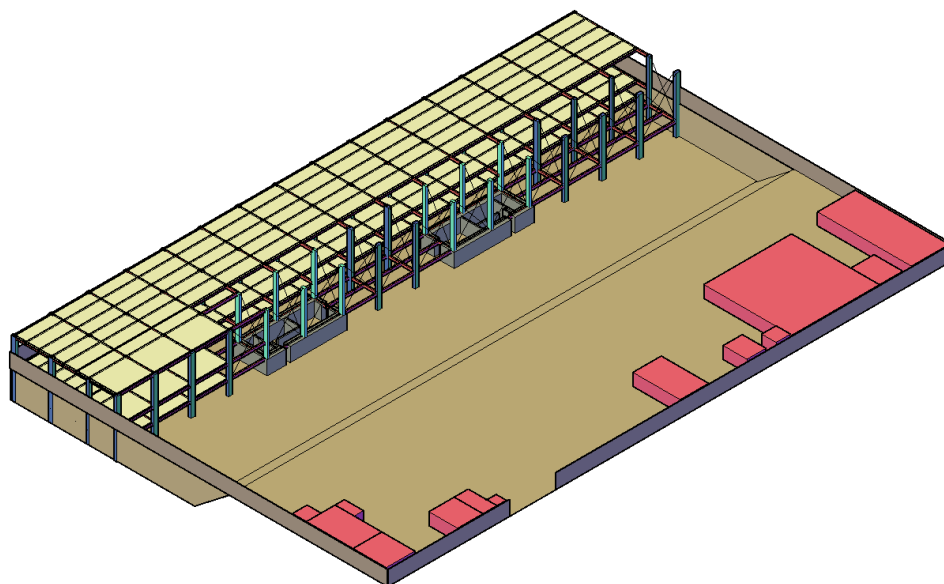
Fonte: autoral

Etapa 10: repetição das etapas de 3 a 9 para conjuntos adjacentes ao finalizado até que se alcance a área dos núcleos rígidos. Figura 138.

Etapa 11: na área dos núcleos rígidos, realizar a montagem dos pilares auxiliares e das vigas do subsolo 2 que se apoiam neles. Figura 138.

Etapa 12: em seguida, realizar a concretagem dos núcleos rígidos do subsolo 2 com as formas trepantes. Durante a cura, proceder a montagem de conjuntos vizinhos. Figura 138.

Figura 138 – Sequência de montagem: etapas 10, 11 e 12

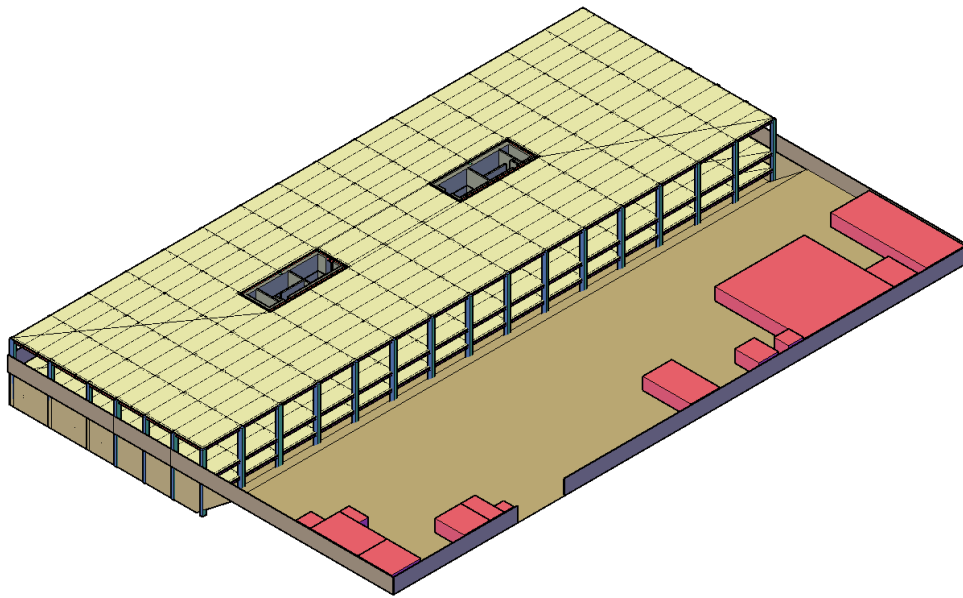


Fonte: autoral

Etapa 13: após a cura do subsolo 2 dos núcleos rígidos, repetir os serviços da etapa 9 para o subsolo 1 e para o térreo, tendo-se, ao fim, os núcleos rígidos concretados até o térreo.

Etapa 14: repetição das etapas de 3 a 9 para os conjuntos seguintes até que seja finalizado o primeiro trecho do embasamento. Figura 139.

Figura 139 – Sequência de montagem: etapa 14



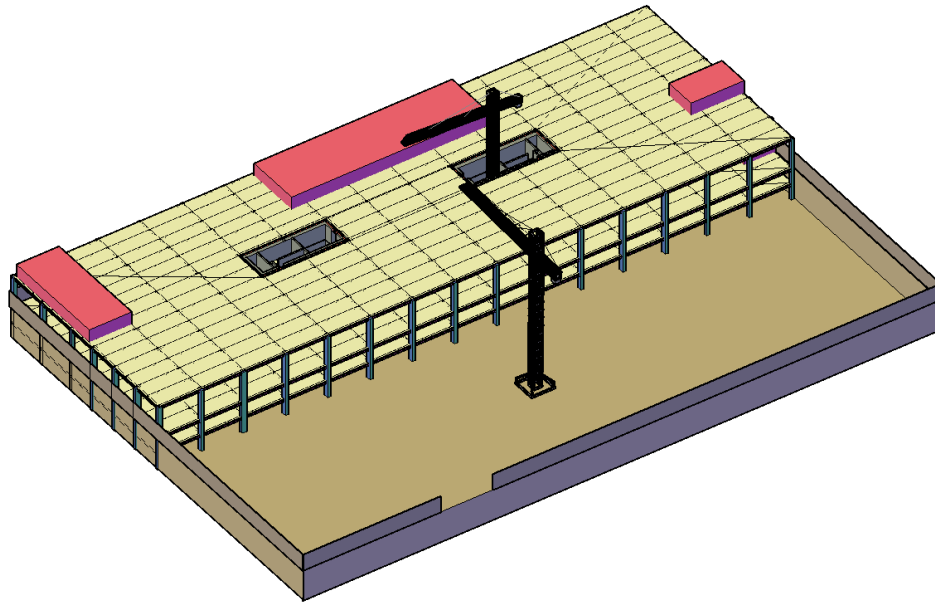
Fonte: autoral

Etapa 15: desmobilização do canteiro para transferi-lo ao trecho do embasamento já executado: central de armações, central de formas e área para armazenamento de materiais movidos para o terraço, enquanto o restante do canteiro é movido para o térreo. Figura 140.

Etapa 16: escavação e execução das fundações do denominado segundo trecho. Figura 140.

Etapa 17: instalação da grua estacionária sobre as fundações já executadas do segundo trecho e da grua ascensional em um dos núcleos rígidos, as quais passam a atuar em todo o restante da execução da estrutura. Figura 140.

Figura 140 – Sequência de montagem: etapas 15, 16 e 17

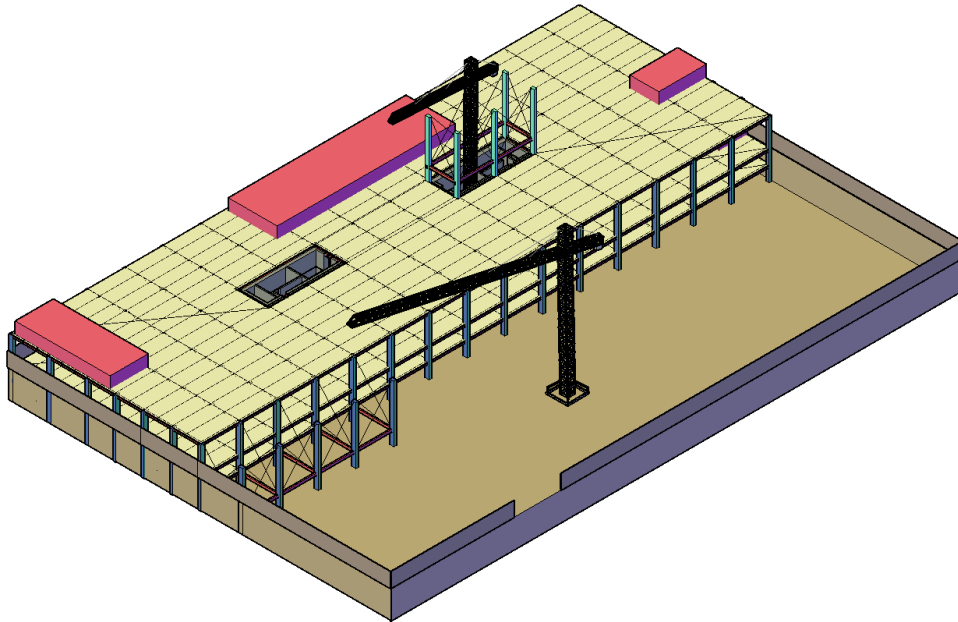


Fonte: autoral

Etapa 18: início da execução da torre e do segundo trecho do embasamento concomitantemente. A execução da torre inicia-se pela montagem dos pilares auxiliares de um dos núcleos rígidos e das vigas principais do Pavimento 1 que se apoiam neles, com imediata instalação dos contraventamentos provisórios nos trechos livres de 9 m dos pilares. Figura 141.

A execução do segundo trecho do embasamento é realizada por meio da grua estacionária e avança da mesma forma que o primeiro trecho, por conjuntos. Devido ao peso dos pilares, o içamento dos pilares da torre também é realizado pela grua estacionária, enquanto o içamento das vigas e lajes é realizado por meio das guias ascensionais.

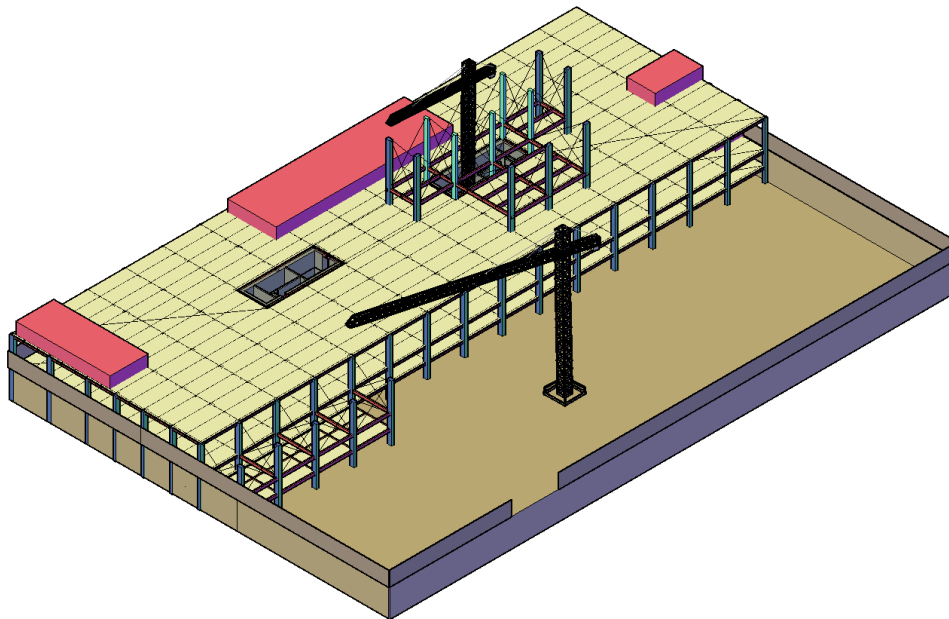
Figura 141 – Sequência de montagem: etapa 18



Fonte: autoral

Etapa 19: montagem dos pilares periféricos, das vigas principais do Pavimento 1 que se apoiam neles, das vigas secundárias e dos contraventamentos provisórios dos pilares correspondentes. Figura 142.

Figura 142 – Sequência de montagem: etapa 19

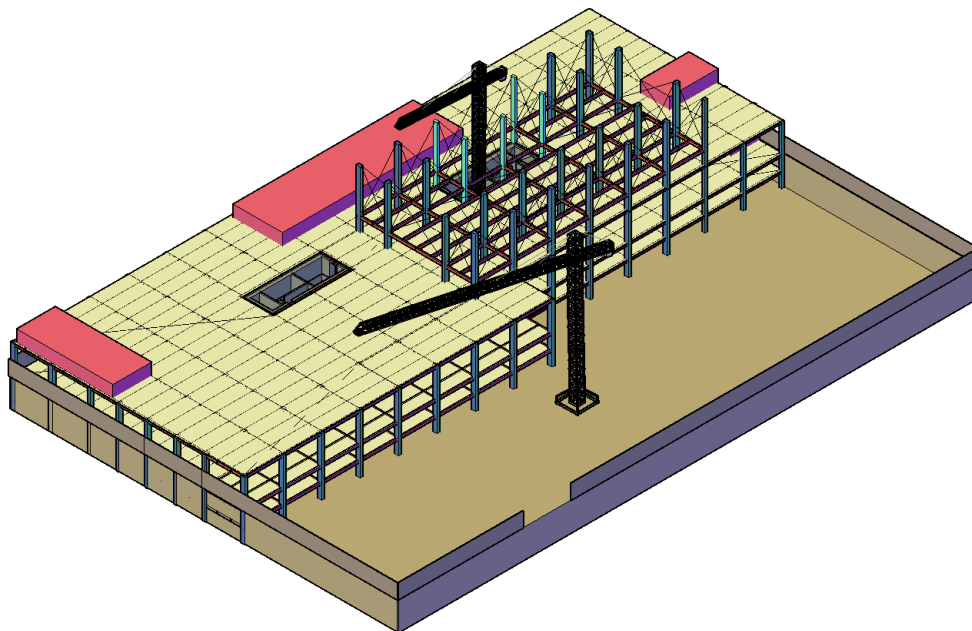


Fonte: autoral

Etapa 20: montagem dos pilares vizinhos aos periféricos, das vigas principais e secundárias correspondentes. O avanço da montagem dos pilares da torre se dá de forma

“radial” em relação às guias ascensionais para que sejam realizados mais içamentos de vigas mantidos o mesmo raio das guias ascensionais, isto é, para que o raio da lança seja alterado o mínimo possível. A grua estacionária, por trabalhar temporariamente em duas frentes (segundo trecho do embasamento e pilares da torre) necessitará de frequentes ajustes de raio de lança. Figura 143.

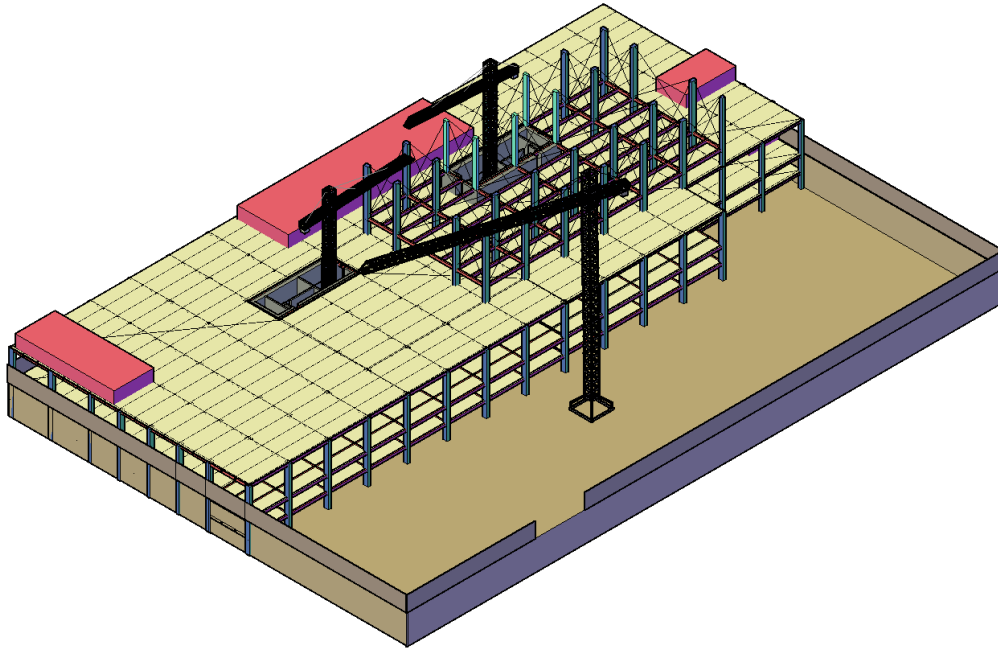
Figura 143 – Sequência de montagem: etapa 20



Fonte: autoral

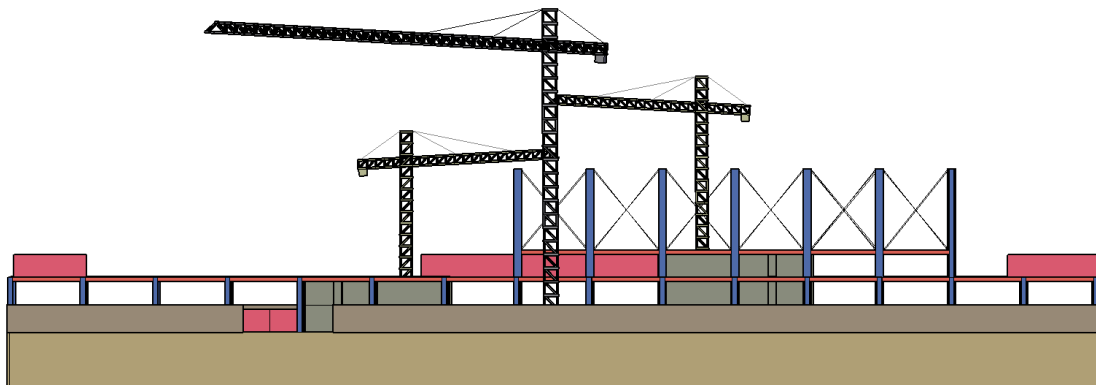
Etapa 21: instalação da grua ascensional do outro núcleo rígido e concretagem do núcleo rígido da direita do Pavimento 1. Essa defasagem de um pavimento entre a estrutura metálica de dois lados da torre deve-se à necessidade de as guias ascensionais trabalharem em alturas diferentes, para evitar colisões entre as lanças, como na Figura 145. A Figura 144 representa esta etapa.

Figura 144 – Sequência de montagem: etapa 21



Fonte: autoral

Figura 145 – Sequência de montagem: vista frontal da etapa 21

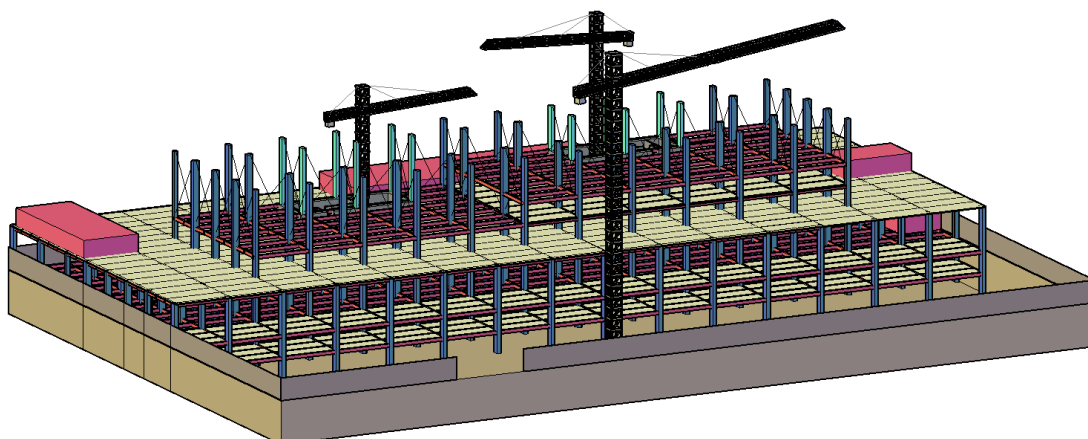


Fonte: autoral

Etapa 22: instalação das lajes em *steel deck* da parte do Pavimento 1 já executada, incluindo as lajes interiores ao núcleo rígido. Figura 146.

Etapa 23: repetição das etapas 18 a 21 para a parte do Pavimento 1 coberta pela nova grua ascensional concomitantemente à montagem das vigas principais e secundárias da parte do Pavimento 2 coberta pela primeira grua ascensional. Concretagem do núcleo rígido da parte executada do Pavimento 2. Figura 146.

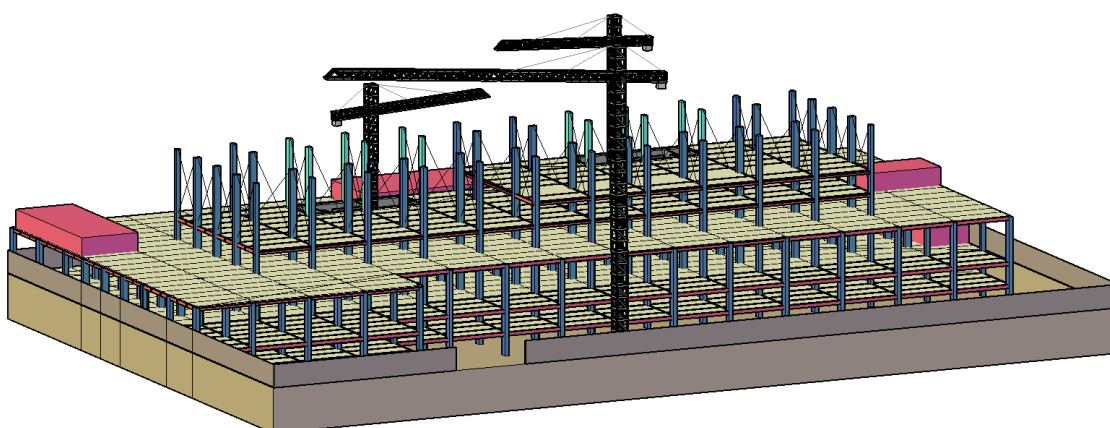
Figura 146 – Sequência de montagem: etapas 22 e 23



Fonte: autoral

Etapa 24: instalação das lajes *steel deck* na parte restante do Pavimento 1 e na parte executada do Pavimento 2, incluindo as lajes dos núcleos. Figura 147.

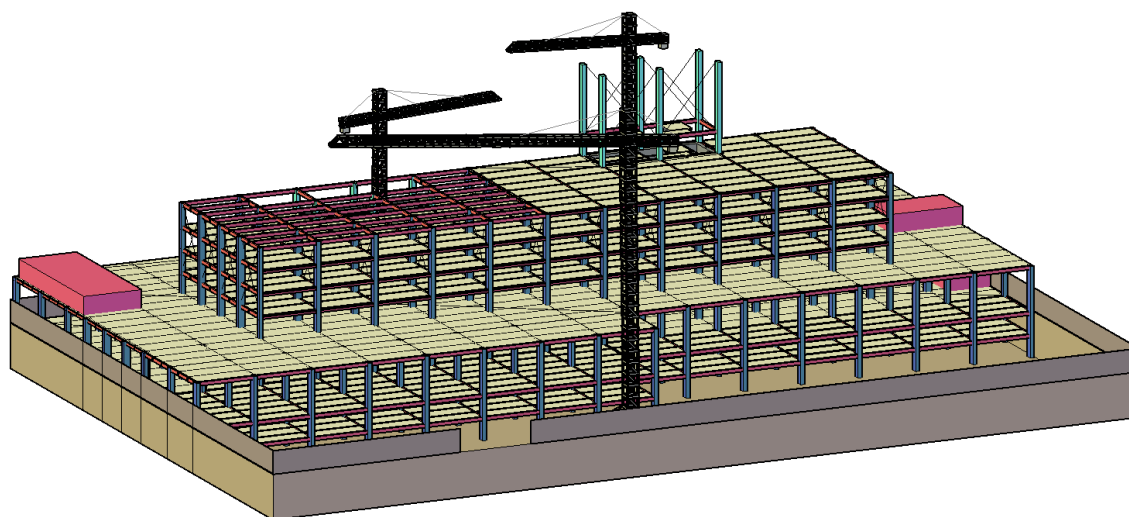
Figura 147 – Sequência de montagem: etapa 24



Fonte: autoral

Etapa 25: repetição análoga às etapas anteriores, com defasagem de um pavimento entre os dois lados da torre. Após se atingir a laje do Pavimento 4, é necessária a montagem do próximo conjunto de pilares. Figura 148.

Figura 148 – Sequência de montagem: etapa 25



Fonte: autoral

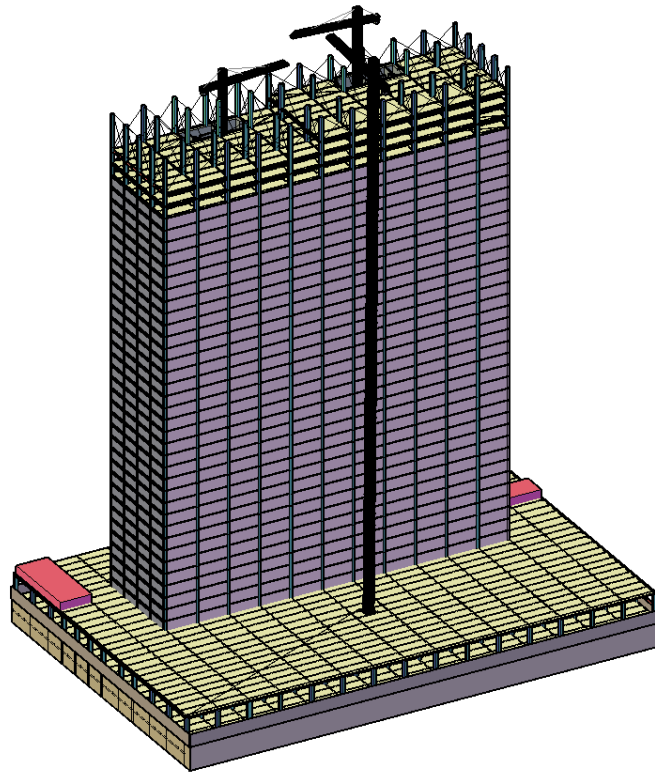
Com a finalização da montagem da estrutura de cada pavimento, os serviços não estruturais descritos no item 13.8 começam a ser executados. Portanto, a montagem da estrutura e a execução dos outros sistemas ocorre concomitantemente, contribuindo para a otimização da execução do edifício.

O avanço da montagem se dá por meio da repetição de etapas já descritas, com o sucessivo deslocamento vertical das guias ascensionais e acréscimo de altura da grua estacionária a cada pavimento. Como a grua estacionária permanece fixada ao subsolo 2, é necessário prever vãos nas lajes do subsolo 1 e do térreo. Ao fim da execução da torre e após a desmontagem da grua, serão instaladas lajes *steel deck* nesses vãos, concluindo-se o embasamento por inteiro.

A concretagem dos pilares mistos não foi mencionada nesta sequência porque a definição do número de pavimentos a serem montados antes de cada concretagem depende da resistência dos pilares de aço isolados, isto é, sem o preenchimento de concreto, como descrito no item 13.5.

Um panorama mais avançado da execução é representado na Figura 149, em que o avanço dos serviços não estruturais é destacado em lilás.

Figura 149 – Sequência de montagem: etapa avançada

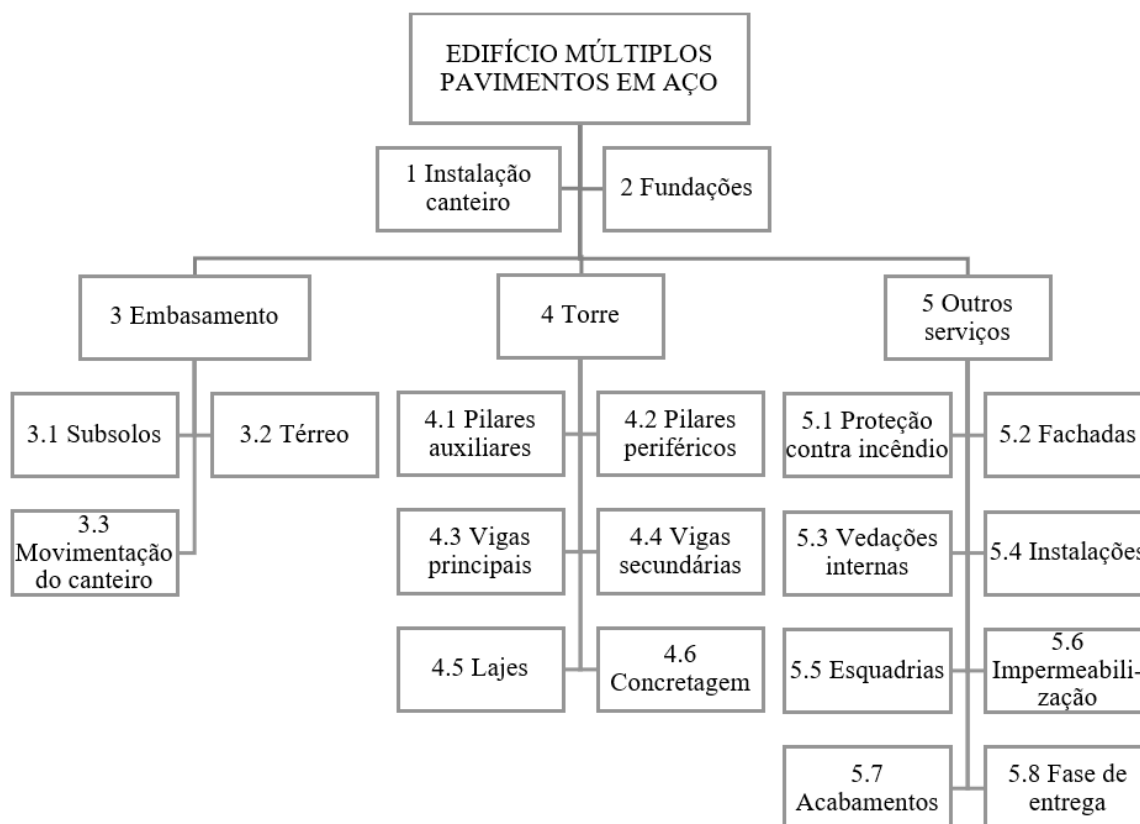


Fonte: autoral

14 Cronograma de execução

A Figura 150 representa a Estrutura Analítica do Projeto (EAP) simplificada, sintetizando as etapas mencionadas no item 13.

Figura 150 – Estrutura Analítica do Projeto



Fonte: autoral

O Anexo E apresenta o Diagrama de Gantt da execução do edifício. A esse respeito, cabem as seguintes observações:

- A concretagem dos pilares mistos não foi discretizada como atividade porque a determinação do número de pavimentos montados a cada concretagem dos pilares depende de uma análise estrutural específica para fase de execução. No entanto, a inserção dessa atividade não acarretaria aumento do tempo de execução, já que o caminho crítico da execução é determinado pela cura dos núcleos rígidos, estando a estrutura metálica à frente durante toda a execução;
- Para que o tempo de montagem não fosse retardado pela cura dos núcleos rígidos dos últimos pavimentos, foi prevista uma redução do tempo de cura por meio da aplicação de concretos de alta resistência inicial nos últimos cinco pavimentos.

BIBLIOGRAFIA

ABNT, NBR 10897: Sistemas de proteção contra incêndio por chuveiros automáticos – Requisitos. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2020.

ABNT, NBR 13714: Sistemas de hidrantes e de mangotinhos para combate a incêndio. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2020.

ABNT, NBR 16239: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2013.

ABNT, NBR 5626: Sistemas prediais de água fria e água quente – Projeto, execução, operação e manutenção. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2020.

ABNT, NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.

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

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 9050: Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2020.

ABNT, NBR 9077: Saídas de emergência em edifícios. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2001.

ARAÚJO, A. H. M. *et al.* Projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço. Belo Horizonte: Ed. do Autor, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE SERVIÇOS DE CONCRETAGEM (ABESC). Manual para bombeamento e distribuição de concreto. Disponível em: <http://abesc.org.br/wp-content/uploads/2019/07/MANUAL_ABESC.pdf>. Acesso em: 17 maio 2021.

BASES ADMINISTRATIVAS E TÉCNICAS: 3º Concurso CBCA para Estudantes de Engenharia. Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2021.

BRAGA, A. C. G. Estudo de pilares mistos aço-concreto com comparações entre soluções em aço e em concreto armado. Dissertação de mestrado – Programa de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2006. Disponível em: <<https://www.livrosgratis.com.br/ler-livro-online-110377/estudo-de-pilares-mistos-aco-concreto-com-comparacoes-entre-solucoes-em-aco-e-em-concreto-armado>>. Acesso em: 17 jul. 2021.

BELLEI, I. H. *et al.* Edifícios de múltiplos andares em aço. Belo Horizonte: Ed. Pini, 2008.

GABRIEL, M. S. Discussão sobre o uso de grua ascensional em edifícios de alvenaria estrutural: estudo de caso. São Paulo, 2018. Disponível em: <<http://www.poli-integra.poli.usp.br/library/pdfs/b4786945c26f3f877305a18345c1548a.pdf>>. Acesso em: 19 jun. 2021.

CONTRAN, Resolução nº 701 de 10/10/2017. Legisweb. Disponível em: <Resolução CONTRAN Nº 701 DE 10/10/2017 - Federal - LegisWeb>. Acesso em: 17 abr. 2021.

METFORM. Telha-fôrma (Steel Deck), ed. 2019. Disponível em: <<http://www.metform.com.br/wordpress/wp-content/uploads/2019/11/Cat%C3%A1logo-Steel-Deck-2019.pdf>>. Acesso em: 15 jun. 2021.

NR-18 - Condições de segurança e saúde no trabalho na indústria da construção.

PINHO, M. O. Transporte e montagem. Rio de Janeiro: Aço Brasil/CBCA, 2018.

PLATAFORMA SIENGE. 6 Certificações ambientais para sua construtora. Disponível em: <<https://www.sienge.com.br/6-certificacoes-ambientais/>>. Acesso em: 23 maio 2021.

QUALHARINI, E. L. Técnica da construção. Serviços preliminares e canteiro de obras. Apresentação de slides. 2021.

RAFTERY, M. C., GARLAND M. R. Method of constructing a concrete shear core multistory building. United States Patent, 4 nov. 2008. Disponível em: <<https://patentimages.storage.googleapis.com/dd/6a/cb/631de42ca5a68c/US7444793.pdf>>. Acesso em: 18 jun. 2021.

SEBRAE. Certificação ambiental. 2ª ed. Disponível em: <http://sustentabilidade.sebrae.com.br/Sustentabilidade/Para%20sua%20empresa/Publica%C3%A7%C3%B5es/Sebrae_Cartilha2ed_Certificacao.pdf>. Acesso em: 23 maio 2021.

SECRETARIA DE INSPEÇÃO DO TRABALHO. Portaria Nº 224, DE 06.05.2011. Disponível em: <http://www.normaslegais.com.br/legislacao/portariasit224_2011.htm>. Acesso em: 02 jul. 2021.

SILVA, M. G., SILVA, V. V. Manual de construção em aço: painéis de vedação. Disponível em: <<http://usuarios.upf.br/~zacarias/vedacao.pdf>>. Acesso em: 03 abr. 2021.

WANSUL. Diretrizes para projetos de edifícios de escritórios. São Paulo, 2010.

WWF. Site. Disponível em: <https://www.wwf.org.br/participe/porque_participar/sustentabilidade/>. Acesso em: 23 maio 2021.

VALLIS, M. S. Brazilian extreme wind climate. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2019. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/198303/001099204.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em: 17 jul. 2021.

ANEXO - A

VIGA DE ALMA CHEIA

Dimensionamento perfil laminado W da marquise

Verificação do momento fletor, cisalhamento e flecha

Perfil W200x26.6

Concepção:

Momento máximo no meio do vão analisado:

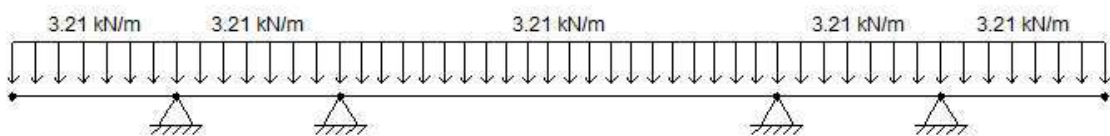
$$M_{\text{máx}} := 14.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cortante máximo na região dos apoios:

$$Q_{\text{máx}} := 17.3 \text{ kN}$$

Vão a ser vencido - configuração de viga contínua:

$$L_{\text{vão}} := 8 \text{ m}$$



Dados do perfil:

$$b_f := 133 \text{ mm} \quad \text{base da mesa}$$

$$t_f := 8.4 \text{ mm} \quad \text{espessura da mesa}$$

$$E := 200 \text{ GPa} \quad \text{módulo de elasticidade do aço}$$

$$f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{resistência característica do aço}$$

$$h := 190 \text{ mm} \quad \text{altura da alma}$$

$$t_w := 5.8 \text{ mm} \quad \text{espessura da alma}$$

$$A := 34.2 \text{ cm}^2 \quad \text{área da seção}$$

$$I_x := 2611 \text{ cm}^4 \quad \text{momento de inércia do eixo x}$$

$$W_x := 252.3 \text{ cm}^3 \quad \text{módulo elástico}$$

$$Z_x := 282.3\text{cm}^3 \quad \text{módulo plástico}$$

$$r_y := 3.1\text{cm} \quad \text{raio de giração eixo y}$$

$$I_y := 330\text{cm}^4 \quad \text{momento de inércia do eixo y}$$

$$I_t := 7.65\text{cm}^4 \quad \text{momento de torção}$$

$$C_w := 32477\text{cm}^6$$

$$L_b := L_{\text{vão}} \quad a := 1.1 \quad \text{fator de segurança do aço}$$

$$q_{\text{ELS}} := 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{carregamento distribuído de combinação ELS}$$

Flambagem local da mesa - FLM:

$$m := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 7.917 \quad \text{índice de esbeltez da mesa}$$

$$p.m := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.149 \quad \text{índice de esbeltez correspondente à plastificação da mesa}$$

$$r.m := 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{0.7 \cdot f_y}} = 23.886 \quad \text{índice de esbelteza de início de escoamento da mesa}$$

$$R_{M,m} := \begin{cases} \text{if } m \leq p.m \\ \quad r1 \leftarrow Z_x \cdot f_y \\ \quad r2 \leftarrow 1.5 \cdot W_x \cdot f_y \\ \quad rm_{1,1} \leftarrow \frac{\min(r1, r2)}{kN \cdot m} \\ \quad rm_{1,2} \leftarrow \text{"Mesa compacta"} \\ \text{otherwise} \\ \quad \text{if } m > r.m \\ \quad \quad r1 \leftarrow \frac{0.69 \cdot E \cdot W_x}{(m)^2} \\ \quad \quad r2 \leftarrow W_x \cdot f_y \\ \quad \quad rm_{1,1} \leftarrow \frac{\min(r1, r2)}{kN \cdot m} \\ \quad \quad rm_{1,2} \leftarrow \text{"Mesa esbelta"} \\ \quad \text{otherwise} \\ \quad \quad r1 \leftarrow Z_x \cdot f_y - (Z_x \cdot f_y - 0.7 \cdot W_x \cdot f_y) \cdot \left(\frac{m - p.m}{r.m - p.m} \right) \\ \quad \quad r2 \leftarrow Z_x \cdot f_y \\ \quad \quad r3 \leftarrow 1.5 \cdot W_x \cdot f_y \\ \quad \quad rm_{1,1} \leftarrow \frac{\min(r1, r2, r3)}{kN \cdot m} \\ \quad \quad rm_{2,2} \leftarrow \text{"Mesa não compacta"} \\ \text{rm} \end{cases}$$

$$R_{M,m}^{(2)} = (\text{"Mesa compacta"})$$

$$R_{M,m}^{(1)} = (97.394) \quad \text{momento fletor característico resistente considerando a flambagem local da mesa (FLM)}$$

Flambagem local da alma - FLA:

$$a := \frac{h}{t_w} = 32.759$$

índice de esbeltez da alma

$$p.a := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53$$

limite de esbeltez correspondente à plastificação da alma

$$r.a := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 137.24$$

limite de esbeltez correspondente ao início do escoamento da alma

$$\begin{array}{l}
 R_{M,a} := \left| \begin{array}{l}
 \text{if } a \leq p.a \\
 \left| \begin{array}{l}
 r1 \leftarrow Z_x \cdot f_y \\
 r2 \leftarrow 1.5 \cdot W_x \cdot f_y \\
 rm_{1,1} \leftarrow \frac{\min(r1, r2)}{\text{kN}\cdot\text{m}} \\
 rm_{1,2} \leftarrow \text{"Alma compacta"}
 \end{array} \right. \\
 \text{otherwise} \\
 \left| \begin{array}{l}
 \text{if } a > r.a \\
 \left| \begin{array}{l}
 rm_{1,1} \leftarrow \text{"\u00c3o se aplica o anexo G"} \\
 rm_{1,2} \leftarrow \text{"Alma esbelta"}
 \end{array} \right. \\
 \text{otherwise} \\
 \left| \begin{array}{l}
 r1 \leftarrow \left[Z_x \cdot f_y - (Z_x \cdot f_y - W_x \cdot f_y) \right] \cdot \left(\frac{a - p.a}{r.a - p.a} \right) \\
 r2 \leftarrow Z_x \cdot f_y \\
 r3 \leftarrow 1.5 \cdot W_x \cdot f_y \\
 rm_{1,1} \leftarrow \frac{\min(r1, r2, r3)}{\text{kN}\cdot\text{m}} \\
 rm_{1,2} \leftarrow \text{"Alma n\u00e3o compacta"}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right. \\
 \text{rm}
 \end{array}
 \end{array}$$

$$R_{M,a}^{(2)} = (\text{"Alma compacta"})$$

$$R_{M,a}^{(1)} = (97.394) \quad \text{momento fletor caracter\u00edstico resistente considerando a flambagem local da alma (FLA)}$$

Flambagem lateral por torção - FLT:

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.314 \text{ m}$$

$$L_T := \begin{cases} 1 \leftarrow \frac{0.7 \cdot f_y \cdot W_x}{E \cdot I_t} \\ 1 \leftarrow 1.38 \cdot \frac{\sqrt{I_y \cdot I_t}}{I_t} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot ()^2}{I_y}}} \\ 1 \end{cases}$$

$$L_T = 4.124 \text{ m}$$

$$R_{M,t} := \begin{cases} \text{if } L_b \leq L_p \\ \quad r1 \leftarrow Z_x \cdot f_y \\ \quad r2 \leftarrow 1.5 \cdot W_x \cdot f_y \\ \quad rm_{1,1} \leftarrow \frac{\min(r1, r2)}{\text{kN} \cdot \text{m}} \\ \quad rm_{1,2} \leftarrow \text{"Compacta à torção"} \\ \\ \text{otherwise} \\ \quad \text{if } L_b > L_r \\ \quad \quad rm_{1,1} \leftarrow \frac{\frac{2 \cdot E \cdot I_y}{(L_b)^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y}} \cdot \left[1 + 0.039 \frac{I_t \cdot (L_b)^2}{C_w} \right]}{\text{kN} \cdot \text{m}} \\ \quad \quad rm_{1,2} \leftarrow \text{"Esbelta a torção"} \\ \\ \quad \text{otherwise} \\ \quad \quad r1 \leftarrow \left[Z_x \cdot f_y - (Z_x \cdot f_y - 0.7 \cdot W_x \cdot f_y) \right] \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \\ \quad \quad r2 \leftarrow Z_x \cdot f_y \\ \quad \quad r3 \leftarrow 1.5 \cdot W_x \cdot f_y \\ \quad \quad rm_{1,1} \leftarrow \frac{\min(r1, r2, r3)}{\text{kN} \cdot \text{m}} \\ \quad \quad rm_{1,2} \leftarrow \text{"Semicompacta à torção"} \\ \\ \text{rm} \end{cases}$$

$$R_{M,t}^{(2)} = (\text{"Esbelta a torção"})$$

$$R_{M,t}^{(1)} = (26.483) \quad \text{momento fletor característico resistente considerando a flambagem local por torção (FLT)}$$

Resistência ao momento fletor de projeto:

$$R_{M.k} := \min(R_{M.m}^{(1)}, R_{M.a}^{(1)}, R_{M.t}^{(1)})$$

$$R_{M.k} = 26.483 \quad \text{momento fletor característico resistente}$$

$$R_{M.d} := \frac{R_{M.k}}{a} \cdot \text{kN} \cdot \text{m} = 24.076 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{momento fletor característico de cálculo}$$

Resistência ao cisalhamento:

$$A_w := t_w \cdot h = 11.02 \text{ cm}^2 \quad \text{área de uma alma}$$

$$k_v := 5$$

$$R_{V.k} := \left| \begin{array}{l} r \leftarrow 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \quad \text{if } a \leq 1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \\ \text{otherwise} \\ \left| \begin{array}{l} \text{aux} \leftarrow 1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \cdot (a)^{-1} \\ r \leftarrow 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot 1.24 \cdot \text{aux}^2 \quad \text{if } a > 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \\ r \leftarrow 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot \text{aux} \quad \text{otherwise} \end{array} \right. \end{array} \right. r$$

$$R_{V.k} = 228.114 \text{ kN} \quad \text{resistência ao cisalhamento característico}$$

$$R_{V.d} := \frac{R_{V.k}}{a} = 207.376 \text{ kN} \quad \text{resistência ao cisalhamento de cálculo}$$

Verificação ELU:

$$\text{ELU} := \left\{ \begin{array}{l} r_{1,1} \leftarrow \frac{M_{\text{máx}}}{R_{M.d}} \\ r_{1,2} \leftarrow \frac{Q_{\text{máx}}}{R_{V.d}} \\ r_{1,3} \leftarrow \text{"Passou"} \quad \text{if } (r_{1,1} \leq 1 \wedge r_{1,2} \leq 1) \\ r_{1,3} \leftarrow \text{"Não passou"} \quad \text{otherwise} \\ r \end{array} \right.$$

$$\text{ELU} = (0.598 \quad 0.083 \quad \text{"Passou"})$$

Verificação ELS:

$$\text{ELS} := \left\{ \begin{array}{l} e_{1,1} \leftarrow \frac{L_{\text{vão}}}{250} \cdot \text{mm}^{-1} \\ e_{1,2} \leftarrow \frac{5 \cdot q_{\text{ELS}} \cdot L_{\text{vão}}^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \cdot \text{mm}^{-1} \\ e_{1,3} \leftarrow \text{"Passou"} \quad \text{if } e_{1,2} \leq e_{1,1} \\ e_{1,3} \leftarrow \text{"Não passou"} \quad \text{otherwise} \\ e \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} = (32 \quad 8.171 \quad \text{"Passou"})$$

$$\text{ELS}^{(1)} \cdot \text{mm} = (32) \text{ mm} \quad \text{flexa limite}$$

$$\text{ELS}^{(2)} \cdot \text{mm} = (8.171) \text{ mm} \quad \text{flecha máxima calculada}$$

Anexo B

Dimensionamento de Vigas Mistas

1. Dados iniciais:

1.1 Dados do perfil de aço-concreto:

```

input := READPRN("Perfil.txt")

ma := input<2> * (kg/m)
A_w := input<3> * (cm^2)
d := input<4> * (mm)
t_w := input<5> * (mm)

h_w := input<6> * (mm)
t_f := input<7> * (mm)
b_f := input<8> * (mm)
R_w := input<9> * (mm)

I_x := input<10> * (cm^4)
W_x := input<11> * (cm^3)
r_x := input<12> * (cm)
Z_x := input<13> * (cm^3)

I_y := input<14> * (cm^4)
W_y := input<15> * (cm^3)
r_y := input<16> * (cm)
Z_y := input<17> * (cm^3)
g_w := 10 * (m/s^2)

r_t := input<18> * (cm)
I_t := input<19> * (cm^4)
C_w := input<20> * (cm^6)
d_1 := d/2
t_c := 7 * (cm)
h_f := 5 * (cm)

f_yk := 34.5 * (kN/cm^2)
E := 20000 * (kN/cm^2)
a := 1.1
c := 1.4
s := 1.15

f_ck := 2 * (kN/cm^2)
E_cs := 2700 * (kN/cm^2)
f_yd := f_yk/a
f_cd := f_ck/c
f_sd := f_yk/s
ma_43 = 44.9 * (kg/m)

```

Comentário

A entrada de dados foi automatizado para que contenha as propriedades de todos os perfis e, conseqüentemente, a análise dos esforços resistentes seja impressa a fim de que haja adequação à escolha daquele que seja benéfico mas que também contenha a devida resistência necessária à estrutura. Para melhor discernimento do trabalho aqui construído, foi escolhido a viga V26, como exemplo, com perfil I 310 x 44,9 do pavimento comercial.

1.2 Resultados do modelo:

```

input_2 := READPRN("ELU.txt")

```

$$q_{\text{comercial}} := \begin{cases} \text{for } i \in 2..6 & = 31.765 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_i \leftarrow \text{input}_2^{<1>} \cdot \text{input}_2^{<i>} \\ 3 \max(q) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{cases}$$

$$q_{\text{max}} := \left(ma_{43} \cdot g \cdot 1.25 + q_{\text{comercial}} \right) = 32.32675 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L_{\text{vao}} := 8 \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{max}} := q_{\text{max}} \cdot \frac{L_{\text{vao}}^2}{8} = 258.614 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad Q_{\text{max}} := q_{\text{max}} \cdot \frac{L_{\text{vao}}}{2} = 129.307 \cdot \text{kN}$$

Comentário

Para análise da resistência à flexão, foi usado, para os esforços solicitantes, as cargas atribuídas ao estado limite último usando, de maneira conservadora, os devidos coeficientes máximo.



1.3 Largura efetiva:



$L_e := 300\text{cm}$ Distância da linha de centro do perfil até a viga adjacente a esquerda

$L_d := L_e$ Distância da linha de centro do perfil até a viga adjacente a direita

$L_c := 800\text{cm}$ Comprimento da viga a qual está sendo analisada

$$B_e := \min\left(\frac{L_e}{2}, \frac{L_c}{8}\right) + \min\left(\frac{L_e}{2}, \frac{L_c}{8}\right) = 2\text{ m}$$



1.4 Cálculo do momento de inércia e módulo de resistência elástico equivalente



$$:= \frac{E}{E_{cs}} = 7.407 \quad \begin{array}{l} \text{Módulo de elasticidade do aço -} \\ \text{Módulo de elasticidade do concreto} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Fator de homogeneização da largura} \\ \text{efetiva} \end{array}$$

$$y_{\text{sup}43} := \text{for } i \in 1.. \text{rows}(t_f) \quad = 91.108 \cdot \text{mm}$$

$$\left| \begin{array}{l} A_c \leftarrow \frac{(B_e \cdot t_c)}{12} \\ y_{\text{sup}1} \leftarrow \frac{\left[A_c \cdot \frac{t_c}{2} + A_{43} \cdot (t_c + d_{143} + h_f) \right]}{(A_c + A_{43})} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Posição da linha neutra da seção mista} \end{array}$$

$$I_{\text{tr}} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1.. \text{rows}(t_f) \\ I_1 \leftarrow \frac{(B_e \cdot t_c^3)}{12} \\ A_c \leftarrow \frac{(B_e \cdot t_c)}{12} \\ I_{\text{tr}43} \leftarrow I_1 + I_{x43} + A_c \cdot \left(\frac{t_c}{2}\right)^2 + A_{43} \cdot (t_c + h_f + d_{143})^2 - (A_c + A_{43}) \cdot (y_{\text{sup}43})^2 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Momento de Inércia da seção mista homogeneizada} \\ = 3.638 \times 10^4 \cdot \text{cm}^4 \end{array}$$

$I_{\text{tr}43}$

$$I_{\text{ef}} := \left| \begin{array}{l} n \leftarrow 1 \\ I_{\text{ef}43} \leftarrow I_{x43} + \sqrt{n} \cdot (I_{\text{tr}} - I_{x43}) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Grau de interação} \\ \text{Momento de Inércia efetivo} \end{array} = 3.638 \times 10^4 \cdot \text{cm}^4$$



2. Resistências de projeto

2.1 Resistência ao momento fletor em regiões de momentos positivos Vigas biapoiadas - Perfis laminados:

2.1.1 Seção de aço compacta e semicompacta - Interação completa



$$a_{43} := \frac{h_{w43}}{t_{w43}} = 44.091 \quad \text{índice de esbeltez da alma}$$

$$p.a := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} = 90.53 \quad \text{limite de esbeltez correspondente à plastificação da alma}$$

$$r.a := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} = 137.24 \quad \text{limite de esbeltez correspondente ao início do escoamento da alma}$$

$$C_{cd} := (0.85 \cdot f_{cd} \cdot B_e \cdot t_c) = 1.7 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \text{Força resistente da espessura comprimida na laje de concreto}$$

$$T_{ad} := (A \cdot f_{yd}) \quad \text{Força resistente da região tracionada do perfil de aço}$$

$$R_{M.a} := \text{for } i \in 1.. \text{rows}(t_f)$$

$\text{if } a_{43} \leq p.a$	$\text{if } C_{cd} > T_{ad_{43}} \quad \text{LNP na laje de concreto}$ $a_i \leftarrow \frac{T_{ad_{43}} \cdot t_c}{C_{cd}}$ $r_{m_{43,1}} \leftarrow T_{ad_{43}} \cdot \left(d_{1_{43}} + h_f + t_c - \frac{a_{43}}{2} \right)$ $r_{m_{43,2}} \leftarrow \text{"Seção compacta com LNP na laje"}$
otherwise	$\text{LNP no perfil de aço}$ $C_{ad_{43}} \leftarrow \frac{T_{ad_{43}} - C_{cd}}{2}$ $y_{p_{43}} \leftarrow \begin{cases} \frac{C_{ad_{43}} \cdot a}{f_{yk} \cdot b_{f_{43}}} & \text{if } C_{ad_{43}} < \frac{(f_{yk} \cdot b_{f_{43}} \cdot t_{f_{43}})}{a} \\ \left(\frac{C_{ad_{43}} - f_{yk} \cdot b_{f_{43}} \cdot t_{f_{43}}}{f_{yk} \cdot t_{w_{43}} \cdot a} \right) + t_{f_{43}} & \text{otherwise} \end{cases}$ $y_{c_{43}} \leftarrow \begin{cases} \frac{y_{p_{43}}}{2} & \text{if } y_{p_{43}} < t_{f_{43}} \\ \frac{\left[b_{f_{43}} \cdot (t_{f_{43}})^2 \right] + t_{w_{43}} \cdot (y_{p_{43}} - t_{f_{43}}) \cdot \left[\left(\frac{y_{p_{43}} - t_{f_{43}}}{2} \right) + t_{f_{43}} \right]}{t_{w_{43}} \cdot (y_{p_{43}} - t_{f_{43}}) + b_{f_{43}} \cdot t_{f_{43}}} & \text{otherwise} \end{cases}$

$$y_{t43} \leftarrow \frac{\left[\frac{b_{f43} \cdot (t_{f43})^2}{2} + t_{w43} \cdot \left(\frac{d_{43} - y_{p43} - t_{f43}}{2} \right) \cdot \left(\frac{d_{43} - y_{p43} - t_{f43}}{2} + t_{f43} \right) \right]}{\left(d_{43} - y_{p43} - t_{f43} \right) \cdot t_{w43} + b_{f43} \cdot t_{f43}}$$

$$rm_{43,1} \leftarrow \left[C_{ad43} \cdot \left(d_{43} - y_{t43} - y_{c43} \right) + C_{cd} \cdot \left(d_{43} + h_f - y_{t43} + \frac{t_c}{2} \right) \right]$$

rm_{43,2} ← "Seção compacta com LNP no perfil de aço"

otherwise

if a₄₃ > r.a

rm_{43,1} ← "Não se aplica o anexo O"

rm_{43,2} ← "Alma esbelta"

otherwise

Não foi usado perfil de seção semcompacta

$$W_{tr43} \leftarrow \frac{I_{tr43}}{y_{sup43}}$$

$$Q_{Rd43} \leftarrow \begin{cases} (0.85 \cdot f_{cd} \cdot B_e \cdot t_c) & \text{if } C_{cd} > T_{ad43} \\ [(A)_{43} \cdot f_{yd}] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$F_{hd43} \leftarrow \min(A_{43} \cdot f_{yd}, 0.85 \cdot f_{cd} \cdot B_e \cdot t_c)$$

$$W_{ef43} \leftarrow W_{x43} + \sqrt{\frac{Q_{Rd43}}{F_{hd43}}} \cdot (W_{tr43} - W_{x43})$$

$$M_{Sd1} \leftarrow 1$$

$$M_{Sd2} \leftarrow 1$$

$$rm_{43,1} \leftarrow \left(\frac{M_{Sd1}}{W_{tr43}} + \frac{M_{Sd2}}{W_{ef43}} \right) \cdot m^4 \cdot kN$$

rm_{43,2} ← "Passou" if rm_{43,1} < f_{yd} · m³

rm_{43,2} ← "Não passou" otherwise

rm

R_{M.a}_{43,1} = 613.633 · kN·m resistência ao momento fletor considerando a flambagem local da alma - FLA

R_{M.a}_{43,2} = "Seção compacta com LNP no perfil de aço" · kN·m



2.1.2 Resistência ao momento fletor de projeto



input₂ := READPRN("ELS.txt")

input₃ := READPRN("CF.txt")

q_{com} := $\left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 2..4 \\ q_i \leftarrow \text{input}_2^{(1)} \cdot \text{input}_2^{(2)} \\ 3 \max(q) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{array} \right. = 17.43 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

q_{CFcom} := $\left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 2..4 \\ q_i \leftarrow \text{input}_3^{(1)} \cdot \text{input}_3^{(2)} \\ 3 \max(q) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{array} \right. = 10.68 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Verif := $\left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1.. \text{rows}(R_{M,a}) \end{array} \right.$

lim $\leftarrow \frac{L_{\text{vao}}}{350}$

total₄₃ $\leftarrow \frac{5 \cdot (q_{\text{com}} + m_{a_{43}} \cdot g) \cdot (L_{\text{vao}})^4}{384 \cdot E \cdot I_{x_{43}}}$

CF_{máx43} $\leftarrow \frac{5 \cdot (q_{\text{CFcom}} + m_{a_{43}} \cdot g) \cdot (L_{\text{vao}})^4}{384 \cdot E \cdot I_{x_{43}}}$

CF₄₃ $\leftarrow \text{total}_{43} - \text{lim}$

a₄₃ $\leftarrow \frac{\text{CF}_{43}}{\text{CF}_{\text{máx43}}}$

if a₄₃ ≤ 0

 r_{i,1} \leftarrow "Passou sem CF"

 r_{i,2} \leftarrow 0

otherwise

 if a₁ ≥ 1

 r_{43,1} \leftarrow "Não Passou"

 r_{43,2} \leftarrow "-"

 otherwise

 r_{43,1} \leftarrow "Passou com CF"

 r_{43,2} $\leftarrow \frac{\text{CF}_{43}}{\text{mm}}$

 r_{43,3} $\leftarrow \frac{\text{CF}_{\text{máx43}}}{\text{mm}}$

r_{i,4} $\leftarrow \frac{M_{\text{max}}}{R_{M,a_{43,1}}}$

r_{i,5} \leftarrow "Passou" if (r_{i,4} ≤ 1)

r_{i,5} \leftarrow "Não passou" otherwise

r

Para análise dos resultados da viga V26, temos que:

$$\text{Verif}_{43,1} = \text{"Passou com CF"} \quad \text{Verif}_{43,2} = 24.834 \quad \text{Verif}_{43,3} = 29.686 \quad \text{Verif}_{43,4} = 0.421$$

$$\text{Verif}_{43,5} = \text{"Passou"}$$



2.2 Resistência ao cisalhamento



$$A_w := \begin{cases} \text{for } i \in 1.. \text{rows}(h_w) & k_v := 5 \\ a_i \leftarrow t_{w_i} \cdot h_{w_i} \\ a \end{cases}$$

$$R_{V,k} := \begin{cases} \text{for } i \in 1.. \text{rows}(A_w) \\ \left| \begin{array}{l} r_{43} \leftarrow 0.6 \cdot f_{yk} \cdot A_{w43} \quad \text{if } a_{43} \leq 1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_{yk}}} \\ \text{otherwise} \\ \left| \begin{array}{l} \text{aux} \leftarrow 1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_{yk}}} \cdot (a_{43})^{-1} \\ r_{43} \leftarrow 0.6 \cdot f_{yk} \cdot A_{w43} \cdot 1.24 \cdot \text{aux}^2 \quad \text{if } a_{43} > 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_{yk}}} \\ r_{43} \leftarrow 0.6 \cdot f_{yk} \cdot A_{w43} \cdot \text{aux} \quad \text{otherwise} \end{array} \right. \end{array} \right. \\ r \end{cases}$$

$$R_{V,k43} = 397.6 \cdot \text{kN} \quad \text{resistência ao cisalhamento característico considerado}$$

$$R_{V,d} := \frac{R_{V,k43}}{a} = 361.422 \cdot \text{kN} \quad \text{resistência ao cisalhamento de projeto}$$

$$\text{Verif}_2 := \begin{cases} \text{for } i \in 1.. \text{rows}(R_{V,d}) \\ \left| \begin{array}{l} r_{43,1} \leftarrow \frac{Q_{\max}}{R_{V,d}} \\ r_{43,2} \leftarrow Q_{\max} \cdot \frac{1}{\text{kN}} \\ r_{43,3} \leftarrow \text{"Passou"} \quad \text{if } r_{43,1} \leq 1 \\ r_{43,3} \leftarrow \text{"Não passou"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right. \\ r \end{cases}$$

$$\text{Verif}_{243,1} = 0.358 \quad \text{Verif}_{243,2} = 129.307 \quad \text{Verif}_{243,3} = \text{"Passou"}$$



3. Conectores de cisalhamento

3.1 Distância máxima entre conectores e número mínimo de conectores



$$\begin{aligned} \text{Stud} \quad d_{\text{stud}} &:= 16\text{mm} & A_{\text{cs}} &:= \frac{(\cdot d_{\text{stud}})^2}{4} \\ h_{\text{stud}} &:= 115\text{mm} & f_{\text{ucs}} &:= 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ y_{\text{cs}} &:= 1.25 \end{aligned}$$

$$Q_{\text{Rd}} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1.. \text{rows}(r_y) \\ \quad Q_1 \leftarrow \frac{(0.5 \cdot A_{\text{cs}} \cdot \sqrt{f_{\text{ck}} \cdot E_{\text{cs}}})}{y_{\text{cs}}} \\ \quad Q_2 \leftarrow \frac{(A_{\text{cs}} \cdot f_{\text{ucs}})}{y_{\text{cs}}} \\ \quad Q_{\text{Rd}} \leftarrow \min(Q_1, Q_2) \end{array} \right. = 59.1 \cdot \text{kN}$$

$$n_{\text{conect}} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1.. \text{rows}(r_y) \\ \quad \text{ceil} \left(\frac{2 \cdot T_{\text{ad}43}}{Q_{\text{Rd}}} \right) \text{ if } C_{\text{cd}} > T_{\text{ad}43} \\ \quad \text{ceil} \left(\frac{2 \cdot C_{\text{cd}}}{Q_{\text{Rd}}} \right) \text{ otherwise} \end{array} \right. = 58$$

$$L_b := \frac{L_{\text{vao}}}{n_{\text{conect}}} = 13.793 \cdot \text{cm}$$

Distancia entre conectores



Desta forma, nota-se que o perfil adotado atende aos esforços solicitantes tanto no estado limite de utilização quanto para o estado limite último. A planilha eletrônica aqui construída e demonstrada para o perfil V26 teve o mesmo parâmetro de análise para todas as vigas do edifício.

ANEXO - C PILAR DE PERFIL H - SOLDADO

Dimensionamento perfil soldado - Compressão simples Perfil CS 550x498

Concepção:

Normal máxima na elevação -6,00 m para os pilares da fachada da torre:

$$N_{\text{máx}} := 13900 \text{ kN}$$

Comprimento de flambagem para essa carga:

$$L_{\text{pilar}} := 3 \text{ m}$$

Dados do perfil:

$$d := 550 \text{ mm} \quad \text{altura total do perfil}$$

$$t_w := 31.5 \text{ mm} \quad \text{espessura da alma}$$

$$h := 461 \text{ mm} \quad \text{altura da alma}$$

$$t_f := 44.5 \text{ mm} \quad \text{espessura da mesa}$$

$$b_f := 550 \text{ mm} \quad \text{largura da mesa}$$

$$A := 634.7 \text{ cm}^2 \quad \text{área de aço}$$

$$I_x := 339231 \text{ cm}^4 \quad \text{momento de inércia no eixo x}$$

$$I_y := 123515 \text{ cm}^4 \quad \text{momento de inércia no eixo y}$$

$$r_x := 23.12 \text{ cm} \quad \text{raio de giração no eixo x}$$

$$r_y := 13.95 \text{ cm} \quad \text{raio de giração no eixo y}$$

$$f_{yk} := 34.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{resistência característica} \quad a := 1.1 \quad \text{Fator de seg.}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{a} \quad \text{resistência de cálculo} \quad E := 20000 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{Mód. Elasticidade}$$

Cálculos:

$$:= \left| \begin{array}{l} r \leftarrow \min(r_x, r_y) \\ l_{1,1} \leftarrow \frac{L_{\text{pilar}}}{r} \\ l_{1,2} \leftarrow \text{"Passou"} \text{ if } l_{1,1} \leq 200 \\ l_{1,2} \leftarrow \text{"Trocar perfil"} \text{ otherwise} \\ 1 \end{array} \right.$$

= (21.505 "Passou") Verificação do índice de esbeltez

Fator de redução associado à flambagem local:

Elemento AL

$$k_c := \left| \begin{array}{l} k \leftarrow \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \\ k \leftarrow 0.35 \text{ if } k < 0.35 \\ k \leftarrow 0.76 \text{ if } k > 0.76 \\ k \end{array} \right.$$

$k_c = 0.76$

$$\lim_{\text{inf.AL}} := 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{f_{yk}}{k_c}}} = 13.434$$

$$\lim_{\text{sup.AL}} := 1.17 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{f_{yk}}{k_c}}} = 24.558$$

$$AL := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 6.18$$

$$Q_s := \begin{cases} q \leftarrow 1 & \text{if } AL < \lim_{\text{inf}} AL \\ \text{otherwise} \\ \begin{cases} q \leftarrow \frac{0.9 \cdot E \cdot k_c}{f_{yk} \cdot (AL)^2} & \text{if } AL > \lim_{\text{sup}} AL \\ q \leftarrow 1.415 - 0.65 \cdot AL \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{k_c \cdot E}} & \text{otherwise} \end{cases} \\ q \end{cases}$$

$Q_s = 1$ fator de redução para elementos AL

Elemento AA:

$$\lim_{\text{inf}} AA := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} = 35.875$$

$$AA := \frac{h}{t_w} = 14.635$$

$$b_{\text{ef}} := \begin{cases} \text{if } AA > \lim_{\text{inf}} AA \\ \begin{cases} b \leftarrow 1.92 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} \cdot \left(1 - \frac{0.34}{AA} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} \right) \\ b \leftarrow h & \text{if } b \geq h \end{cases} \\ b \leftarrow h & \text{otherwise} \\ b \end{cases}$$

$b_{\text{ef}} = 0.461 \text{ m}$ largura efetiva dos elementos AA

$A_{\text{ef}} := A - (h - b_{\text{ef}}) \cdot t_w = 634.7 \cdot \text{cm}^2$ área efetiva da seção transversal

$$Q_a := \frac{A_{ef}}{A} = 1 \quad \text{fator de redução para elementos AA}$$

$$Q := Q_s \cdot Q_a = 1 \quad \text{fator de redução total associado à flambagem local}$$

Fator de redução associado à resistência à compressão:

$$N_e := \begin{cases} I \leftarrow \min(I_x, I_y) \\ n \leftarrow \frac{2 \cdot E \cdot I}{(L_{pilar})^2} \\ n \end{cases}$$

$$N_e = 270899 \cdot \text{kN} \quad \text{normal crítica}$$

$$\phi := \sqrt{\frac{Q \cdot A \cdot f_{yk}}{N_e}} = 0.284$$

$$\chi := \begin{cases} \chi \leftarrow 0.658 \left(\frac{\phi}{\sigma} \right)^2 \quad \text{if } \phi \leq 1.5 \\ \chi \leftarrow \frac{0.877}{\left(\frac{\phi}{\sigma} \right)^2} \quad \text{otherwise} \\ \chi \end{cases}$$

$$= 0.967$$

$$N_{C.Rd} := \chi \cdot Q \cdot A \cdot f_{yd} = 19244 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Verif} := \begin{cases} n_{1,1} \leftarrow \frac{N_{\text{máx}}}{N_{C.Rd}} \\ n_{1,2} \leftarrow \text{"Passou"} \quad \text{if } n_{1,1} \leq 1 \\ n_{1,2} \leftarrow \text{"Trocar perfil"} \quad \text{otherwise} \\ n \end{cases}$$

$$\text{Verif} = (0.722 \quad \text{"Passou"})$$

ANEXO - D PILAR MISTO CIRCULAR TUBULAR

Dimensionamento perfil tubular circular misto Flexo-compressão Perfil 675x402

Concepção:

Normal máxima na elevação +93,00 m para os pilares mistos interno da torre:

$$N_{\text{máx}} := 12500 \text{ kN}$$

Momento máximo na elevação +93,00 m para os pilares mistos interno da torre:

$$M_{\text{máx.x}} := 580 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{máx.y}} := 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprimento de flambagem para essa carga:

$$L_{\text{pilar}} := 3 \text{ m}$$

Dados do perfil:

$$D := 675 \text{ mm} \quad \text{Diâmetro do perfil}$$

$$t := 25 \text{ mm} \quad \text{espessura da alma}$$

$$A := 511 \text{ cm}^2 \quad \text{área de aço}$$

$$I_x := 270012 \text{ cm}^4 \quad \text{momento de inércia no eixo x}$$

$$I_y := 270012 \text{ cm}^4 \quad \text{momento de inércia no eixo y}$$

$$Z_a := 10568 \text{ cm}^3 \quad \text{módulo plástico do aço}$$

$$f_{yk} := 34.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{resistência característica}$$

$$a := 1.1 \quad \text{fator de seg. do perfil de aço}$$

$$E := 20000 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{mód. elasticidade do aço}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{a} \quad \text{resistência de cálculo}$$

$f_{ck} := 30 \cdot \text{MPa}$ resistência característica do concreto

$c := 1.4$ fator de seg. do concreto

$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{c}$ resistência de cálculo do concreto

$E_c := 26838 \text{MPa}$ módulo de elasticidade do concreto

$f_{ysk} := 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ resistência característica das barras de aço longitudinais

$E_s := 210 \text{GPa}$ módulo de elasticidade do aço das barras de aço longitudinais

$s := 1.15$ fator de seg. da barra longitudinal

$f_{ysd} := \frac{f_{ysk}}{s}$ resistência de cálculo das barras longitudinais

Cálculos:

$$F_{\text{local}} := 0.15 \cdot \frac{E}{f_{yk}} = 86.957$$

$$\text{Flambagem}_{\text{Local}} := \begin{cases} \text{verif}_1 \leftarrow \frac{D}{t} & = \text{"Passou"} \\ \text{verif}_2 \leftarrow \text{"Passou"} & \text{if } \text{verif}_1 \leq F_{\text{local}} \\ \text{verif}_2 \leftarrow \text{"Não passou"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$E_{c,\text{red}} := E_c$ módulo de elasticidade reduzido do concreto

$$A_{s,\text{un}} := \frac{(32\text{mm})^2}{4} = 8.042 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{área de aço longitudinal para bitola de 32 mm}$$

$$n_{\text{barras}} := \begin{cases} A_{s.\%} \leftarrow \frac{(D - 2 \cdot t)^2}{4} \cdot 3\% \\ n \leftarrow \text{ceil} \left(\frac{A_{s.\%}}{A_{s.\text{un}}} \right) \\ n \leftarrow n + 1 \text{ if } \text{mod}(n, 2) \neq 0 \\ n \end{cases}$$

$$n_{\text{barras}} = 12$$

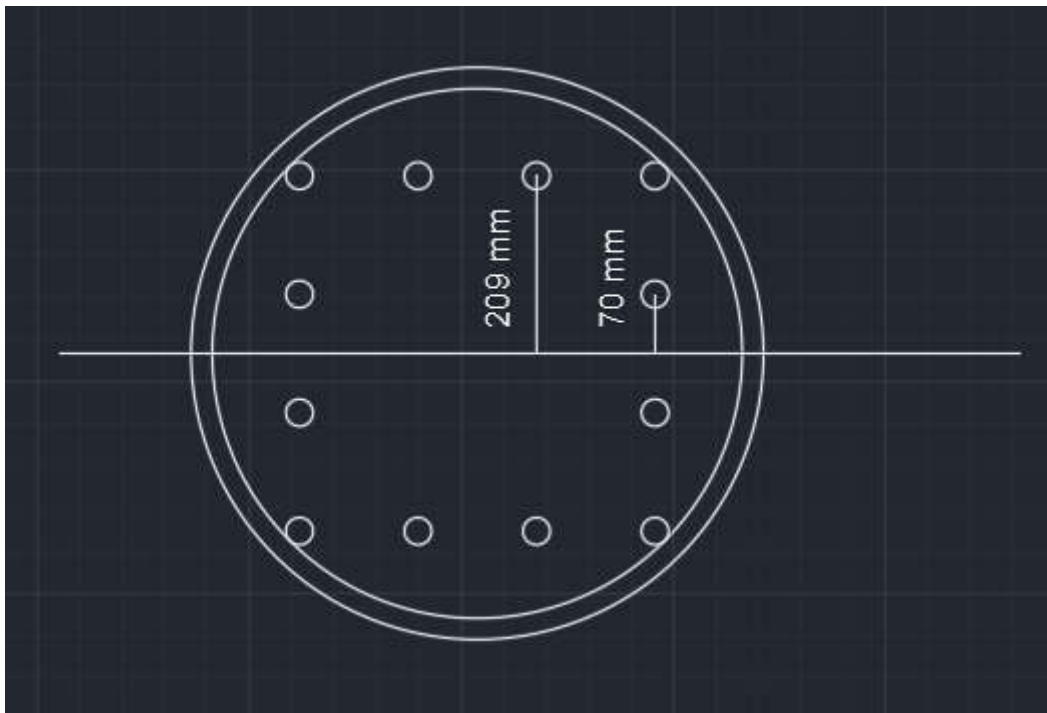
número de barras:

$$A_c := \frac{(D - 2 \cdot t)^2}{4} - n_{\text{barras}} \cdot A_{s.\text{un}} = 0.297 \text{ m}^2$$

área líquida de concreto

Cálculo dos momentos de inércia

Ilustração com o perfil com as armaduras distribuídas



$$I_s := \begin{cases} d_1 \leftarrow 209 \text{ mm} \\ d_2 \leftarrow 70 \text{ mm} \\ i \leftarrow A_{s.\text{un}} \cdot d_1^2 \cdot 8 + A_{s.\text{un}} \cdot d_2^2 \cdot 4 \\ i \end{cases}$$

$$I_s = 29681 \cdot \text{cm}^4 \quad \text{momento de inércia das barras longitudinais}$$

$$I_c := \frac{\cdot(D - 2 \cdot t)^4}{64} - I_s = 719333 \cdot \text{cm}^4 \quad \text{momento de inércia do concreto}$$

$$A_s := A_{s,\text{un}} \cdot n_{\text{barras}} = 96.51 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{área de aço}$$

$$EI_e := E \cdot I_x + 0.6 \cdot E_{c,\text{red}} \cdot I_c + E_s \cdot I_s = 71818609 \cdot \text{GPa} \cdot \text{cm}^4 \quad \text{rigidez equivalente}$$

$$N_e := \frac{2 \cdot EI_e}{(L_{\text{pilar}})^2} = 787579 \cdot \text{kN} \quad \text{normal crítica (de flambagem)}$$

$$N_{\text{pl}} := \begin{cases} n_1 \leftarrow f_{yk} \cdot A + 0.95 \cdot f_{ck} \cdot A_c + f_{ysk} \cdot A_s \\ n_2 \leftarrow f_{yd} \cdot A + 0.95 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{ysd} \cdot A_s \\ n \end{cases}$$

$$N_{\text{pl.R}} := N_{\text{pl}_1} = 30924 \cdot \text{kN}$$

$$N_{\text{pl.Rd}} := N_{\text{pl}_2} = 26272 \cdot \text{kN}$$

$$\alpha := \begin{cases} d_{1,1} \leftarrow \frac{A \cdot f_{yd}}{N_{\text{pl.Rd}}} \\ d_{1,2} \leftarrow \text{"NBR 6118 - Pilar de concreto"} \quad \text{if } d_{1,1} < 0.2 \\ \text{otherwise} \\ \begin{cases} d_{1,2} \leftarrow \text{"NBR 8800 - Pilar de aço puro"} \quad \text{if } d_{1,1} > 0.9 \\ d_{1,2} \leftarrow \text{"NBR 8800 - Anexo P - Pilar misto"} \quad \text{otherwise} \end{cases} \\ d \end{cases}$$

$$= (0.61 \text{ "NBR 8800 - Anexo P - Pilar misto"}) \quad \text{fator de contribuição do aço}$$

$$0.m := \sqrt{\frac{N_{pl.R}}{N_e}} = 0.198$$

índice de esbeltez reduzido do pilar

$$:= \begin{cases} x \leftarrow 0.658 \left(\frac{0.m}{\lambda} \right)^2 & \text{if } 0.m \leq 1.5 \\ x \leftarrow \frac{0.877}{\left(\frac{0.m}{\lambda} \right)^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$= 0.984$$

fator de redução associado a flexão

$$N_{Rd} := \chi \cdot N_{pl.Rd} = 25844 \cdot \text{kN}$$

normal resistente de cálculo

$$Z_s := 8 \cdot A_{s.un} \cdot 209 \text{mm} + 4 \cdot A_{s.un} \cdot 70 \text{mm}$$

$$Z_s = 1570 \cdot \text{cm}^3$$

módulo plástico das barras longitudinais de aço

$$Z_c := \frac{(D - 2 \cdot t)^3}{4} - \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{D}{2} - t \right)^3 - Z_s$$

$$Z_c = 39120 \cdot \text{cm}^3$$

módulo plástico do concreto

$$M_{pl.max.Rd} := f_{yd} \cdot Z_a + 0.5 \cdot 0.95 \cdot f_{cd} \cdot Z_c + f_{ysd} \cdot Z_s$$

$$M_{pl.max.Rd} = 4395 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

momento resistente máximo de cálculo

$$\text{Verif} := \left\{ \begin{array}{l}
\text{comp} \leftarrow \frac{N_{\text{máx}}}{N_{\text{Rd}}} \\
\text{if } \text{comp} \geq 0.2 \\
\left\{ \begin{array}{l}
v_{1,1} \leftarrow \text{comp} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{\text{máx.x}}}{M_{\text{pl.max.Rd}}} + \frac{M_{\text{máx.y}}}{M_{\text{pl.max.Rd}}} \right) \\
v_{1,2} \leftarrow \text{"Passou"} \text{ if } v_{1,1} \leq 1 \\
v_{1,2} \leftarrow \text{"Trocar perfil"} \text{ otherwise}
\end{array} \right. \\
\text{otherwise} \\
\left\{ \begin{array}{l}
v_{1,1} \leftarrow \frac{\text{comp}}{2} + \left(\frac{M_{\text{máx.x}}}{M_{\text{pl.max.Rd}}} + \frac{M_{\text{máx.y}}}{M_{\text{pl.max.Rd}}} \right) \\
v_{1,2} \leftarrow \text{"Passou"} \text{ if } v_{1,1} \leq 1 \\
v_{1,2} \leftarrow \text{"Trocar perfil"} \text{ otherwise}
\end{array} \right. \\
v_{1,3} \leftarrow \frac{N_{\text{Rd}}}{\text{kN}} \\
v_{1,4} \leftarrow \frac{M_{\text{pl.max.Rd}}}{\text{kN}\cdot\text{m}} \\
v
\end{array} \right.$$

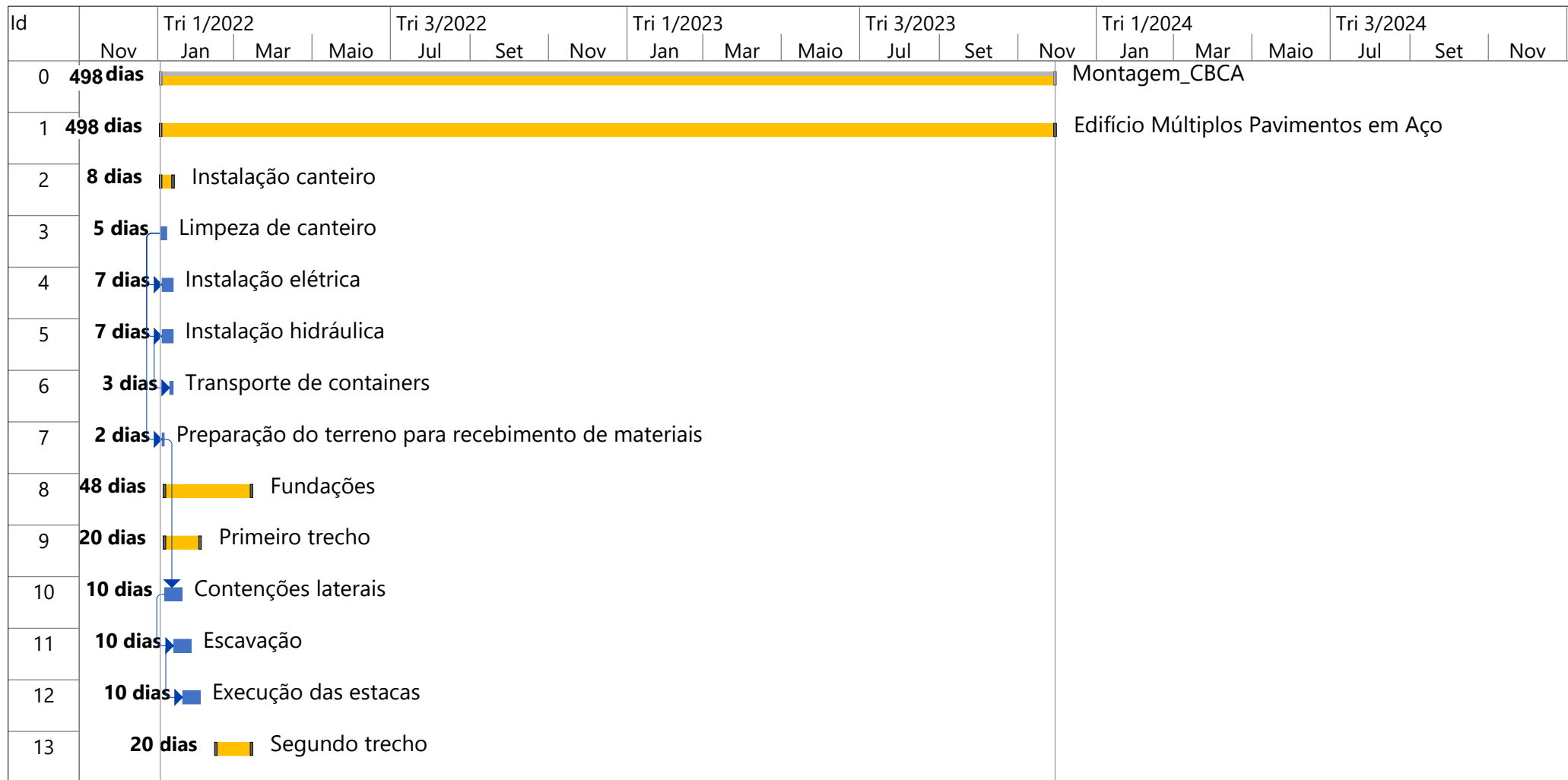
$$\text{Verif} = (0.601 \text{ "Passou"} \ 2.584 \times 10^4 \ 4.395 \times 10^3)$$

$$\text{Verif}^{(3)} \cdot \text{kN} = (25844) \text{ kN}$$

normal resistente de cálculo

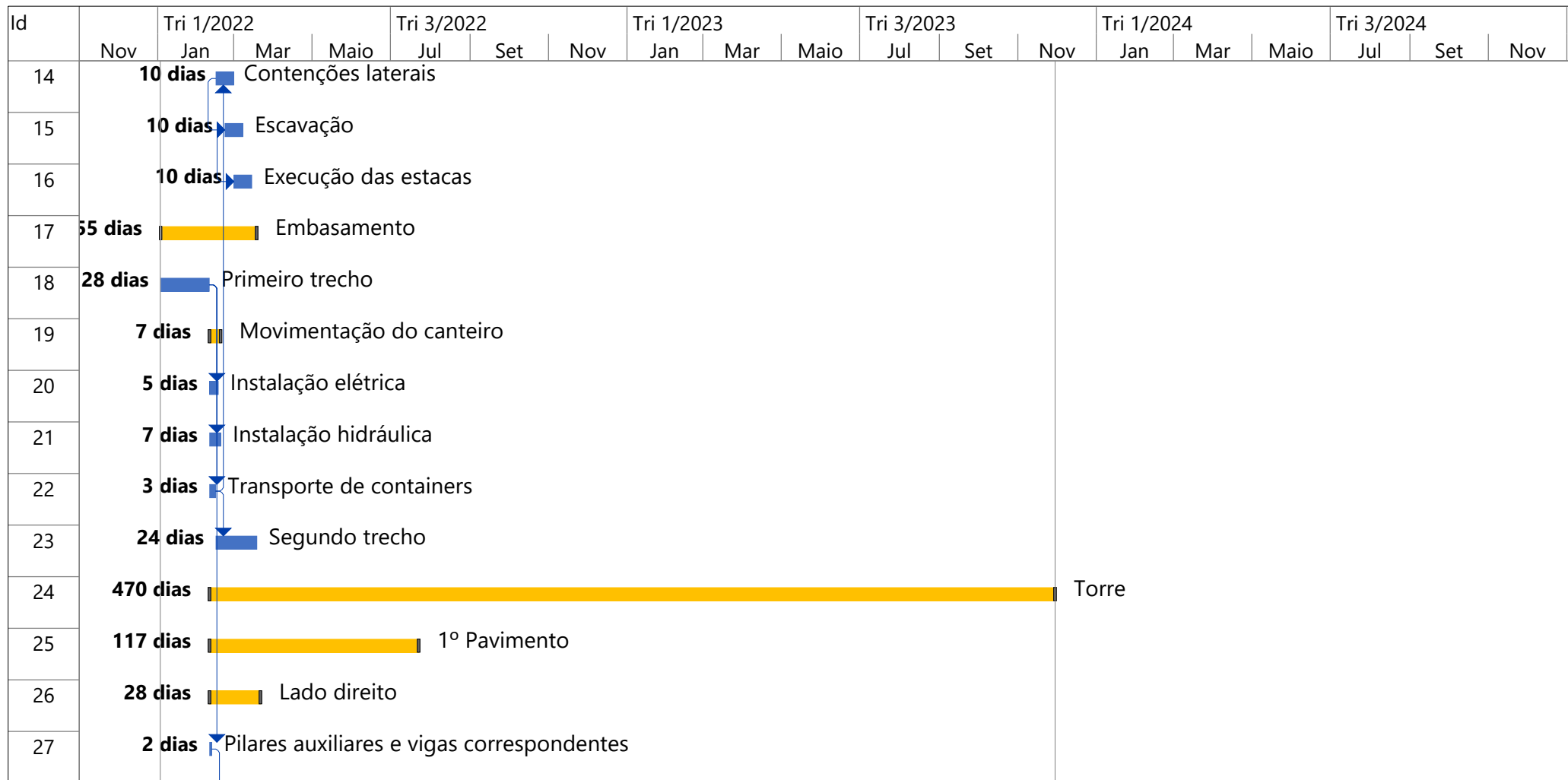
$$\text{Verif}^{(4)} \cdot \text{kN}\cdot\text{m} = (4395) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

momento fletor resistente de cálculo



Projeto: Montagem_CBCA
 Data: Sex 16/07/21

Tarefa		Resumo Inativo		Tarefas externas	
Divisão		Tarefa Manual		Marco externo	
Marco		Somente duração		Data limite	
Resumo		Acúmulo de Resumo Manual		Andamento	
Resumo do projeto		Resumo Manual		Progresso manual	
Tarefa Inativa		Somente início			
Marco Inativo		Somente término			






















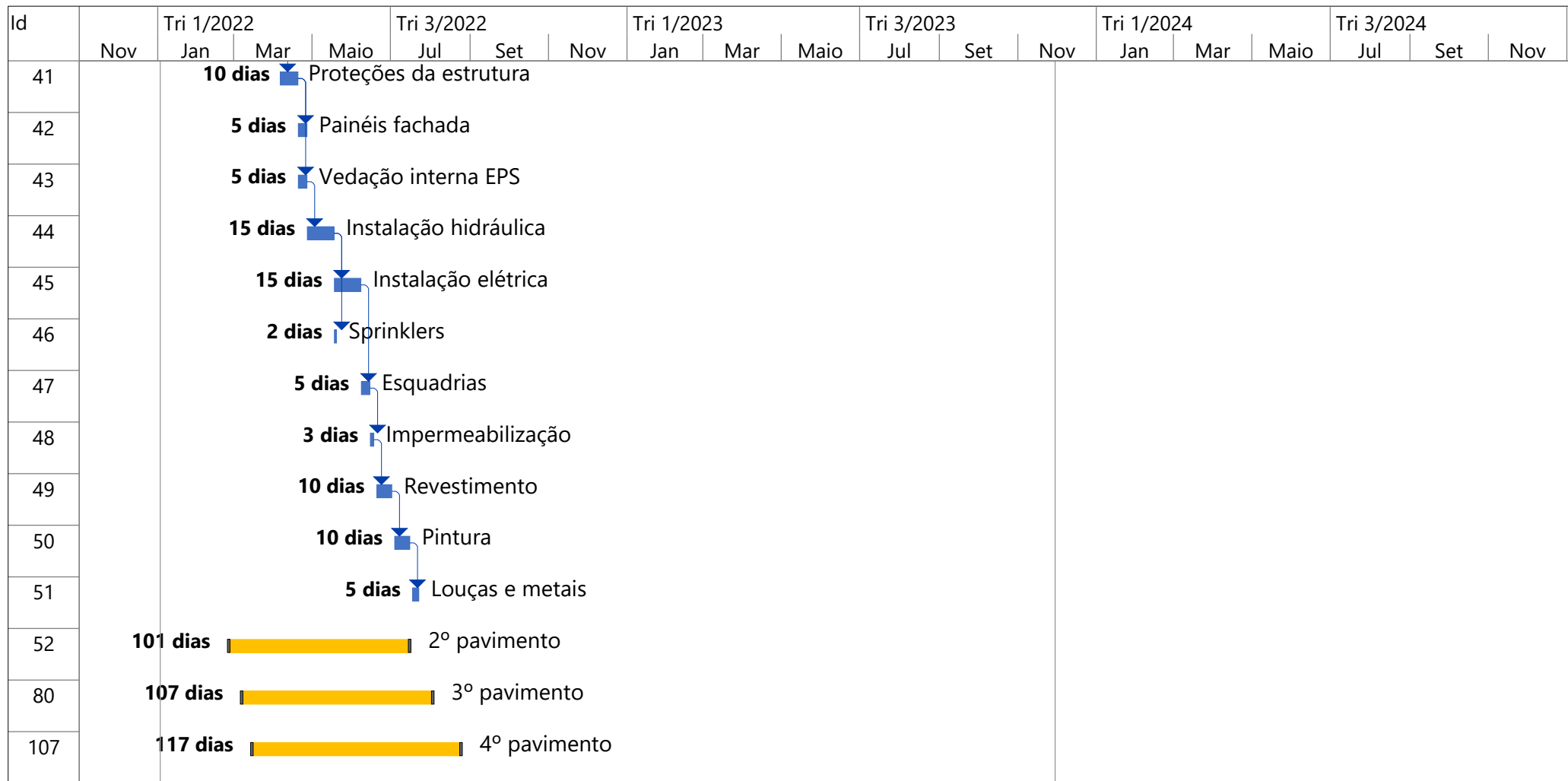
Projeto: Montagem_CBCA
Data: Sex 16/07/21

Tarefa		Resumo Inativo		Tarefas externas	
Divisão		Tarefa Manual		Marco externo	
Marco		Somente duração		Data limite	
Resumo		Acúmulo de Resumo Manual		Andamento	
Resumo do projeto		Resumo Manual		Progresso manual	
Tarefa Inativa		Somente início			
Marco Inativo		Somente término			

Id	Tri 1/2022				Tri 3/2022			Tri 1/2023				Tri 3/2023			Tri 1/2024			Tri 3/2024		
	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	
28	4 dias ▾ Pilares periféricos e vigas correspondentes																			
29	5 dias ▾ Pilares vizinhos aos periféricos e vigas correspondentes																			
30	10 dias ▾ Deck metálico e conectores de cisalhamento																			
31	7 dias ▾ Concretagem das lajes steel deck																			
32	10 dias ▾ Concretagem do núcleo																			
33	28 dias █████ Lado esquerdo																			
34	2 dias ▾ Pilares auxiliares e vigas correspondentes																			
35	4 dias ▾ Pilares periféricos e vigas correspondentes																			
36	5 dias ▾ Pilares vizinhos aos periféricos e vigas correspondentes																			
37	10 dias ▾ Deck metálico e conectores de cisalhamento																			
38	7 dias ▾ Concretagem das lajes steel deck																			
39	10 dias ▾ Concretagem do núcleo																			
40	78 dias █████ Outros serviços																			















Projeto: Montagem_CBCA
Data: Sex 16/07/21




















Tarefa		Resumo Inativo		Tarefas externas	
Divisão		Tarefa Manual		Marco externo	
Marco		Somente duração		Data limite	
Resumo		Acúmulo de Resumo Manual		Andamento	
Resumo do projeto		Resumo Manual		Progresso manual	
Tarefa Inativa		Somente início			
Marco Inativo		Somente término			

















Projeto: Montagem_CBCA
Data: Sex 16/07/21




















Tarefa		Resumo Inativo		Tarefas externas	
Divisão		Tarefa Manual		Marco externo	
Marco		Somente duração		Data limite	
Resumo		Acúmulo de Resumo Manual		Andamento	
Resumo do projeto		Resumo Manual		Progresso manual	
Tarefa Inativa		Somente início			
Marco Inativo		Somente término			

Id	Nov	Tri 1/2022			Tri 3/2022			Tri 1/2023			Tri 3/2023			Tri 1/2024			Tri 3/2024		
		Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov
134		120 dias  5º Pavimento																	
161		117 dias  6º pavimento																	
188		117 dias  7º pavimento																	
215		117 dias  8º pavimento																	
242		120 dias  9º Pavimento																	
269		117 dias  10º pavimento																	
296		117 dias  11º pavimento																	
323		117 dias  12º pavimento																	
350		120 dias  13º Pavimento																	
377		117 dias  14º pavimento																	
404		117 dias  15º pavimento																	
431		117 dias  16º pavimento																	
458		121 dias  17º Pavimento																	
485		111 dias  18º pavimento																	

Projeto: Montagem_CBCA Data: Sex 16/07/21	Tarefa		Resumo Inativo		Tarefas externas	
	Divisão		Tarefa Manual		Marco externo	
	Marco		Somente duração		Data limite	
	Resumo		Acúmulo de Resumo Manual		Andamento	
	Resumo do projeto		Resumo Manual		Progresso manual	
	Tarefa Inativa		Somente início			
	Marco Inativo		Somente término			

Id	Tri 1/2022				Tri 3/2022			Tri 1/2023				Tri 3/2023			Tri 1/2024			Tri 3/2024		
	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	
513	117 dias  19º pavimento																			
540	117 dias  20º pavimento																			
567	120 dias  21º Pavimento																			
594	117 dias  22º pavimento																			
621	117 dias  23º pavimento																			
648	117 dias  24º pavimento																			
675	120 dias  25º Pavimento																			
702	117 dias  26º pavimento																			
729	117 dias  27º pavimento																			
756	117 dias  28º pavimento																			
783	111 dias  29º Pavimento																			
811	110 dias  30º pavimento																			
839	114 dias  31º pavimento																			
867	118 dias  32º pavimento																			

Projeto: Montagem_CBCA
Data: Sex 16/07/21

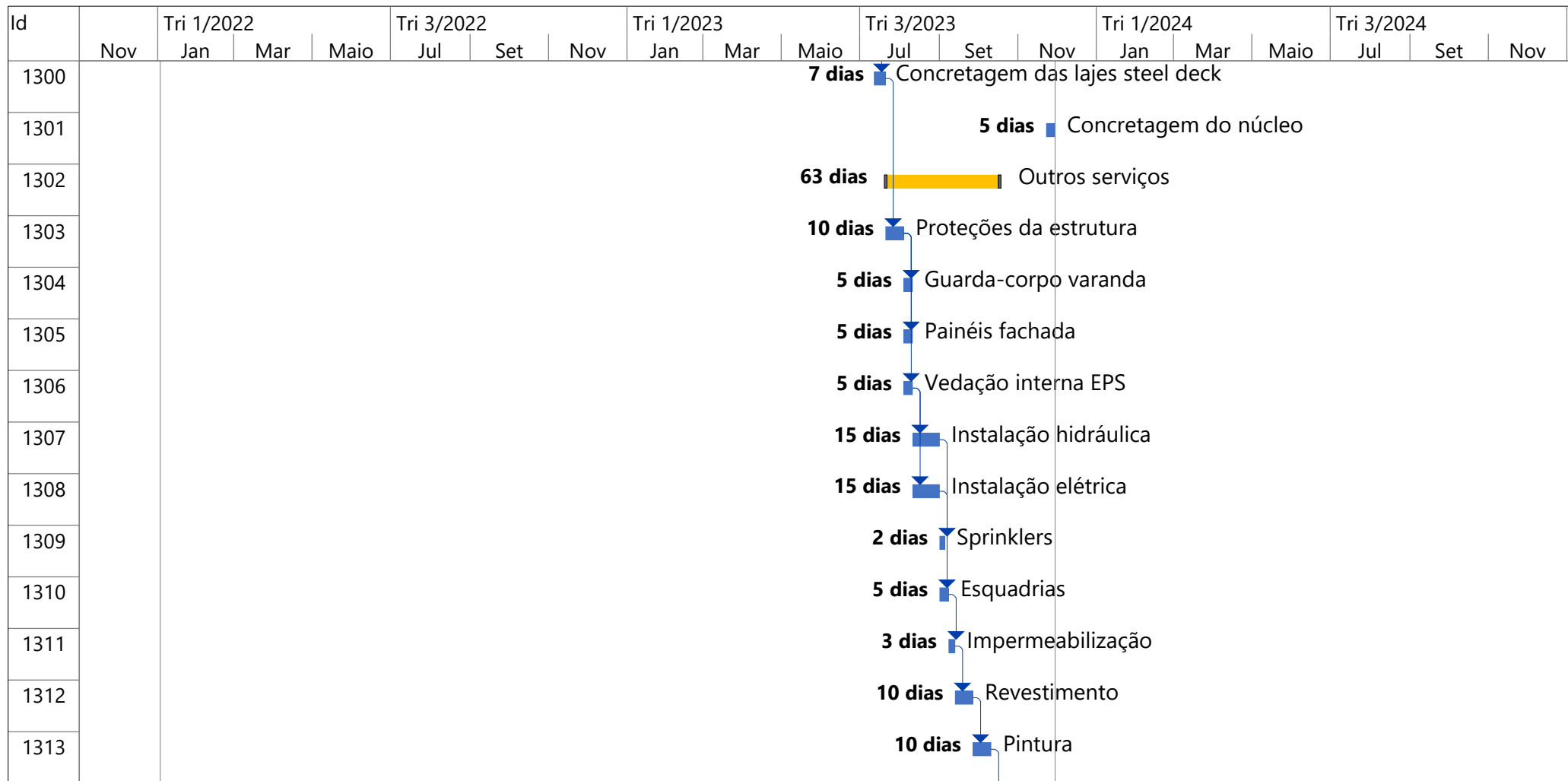
Tarefa		Resumo Inativo		Tarefas externas	
Divisão		Tarefa Manual		Marco externo	
Marco		Somente duração		Data limite	
Resumo		Acúmulo de Resumo Manual		Andamento	
Resumo do projeto		Resumo Manual		Progresso manual	
Tarefa Inativa		Somente início			
Marco Inativo		Somente término			

Id	Nov	Tri 1/2022			Tri 3/2022			Tri 1/2023				Tri 3/2023			Tri 1/2024			Tri 3/2024		
		Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	
895																				
							122 dias													
923							121 dias													
951							125 dias													
979							129 dias													
1007							133 dias													
1035							132 dias													
1063							136 dias													
1091							140 dias													
1119							144 dias													
1147							143 dias													
1175							142 dias													
1203							141 dias													
1231							140 dias													
1259							134 dias													

Projeto: Montagem_CBCA Data: Sex 16/07/21	Tarefa		Resumo Inativo		Tarefas externas	
	Divisão		Tarefa Manual		Marco externo	
	Marco		Somente duração		Data limite	
	Resumo		Acúmulo de Resumo Manual		Andamento	
	Resumo do projeto		Resumo Manual		Progresso manual	
	Tarefa Inativa		Somente início			
	Marco Inativo		Somente término			

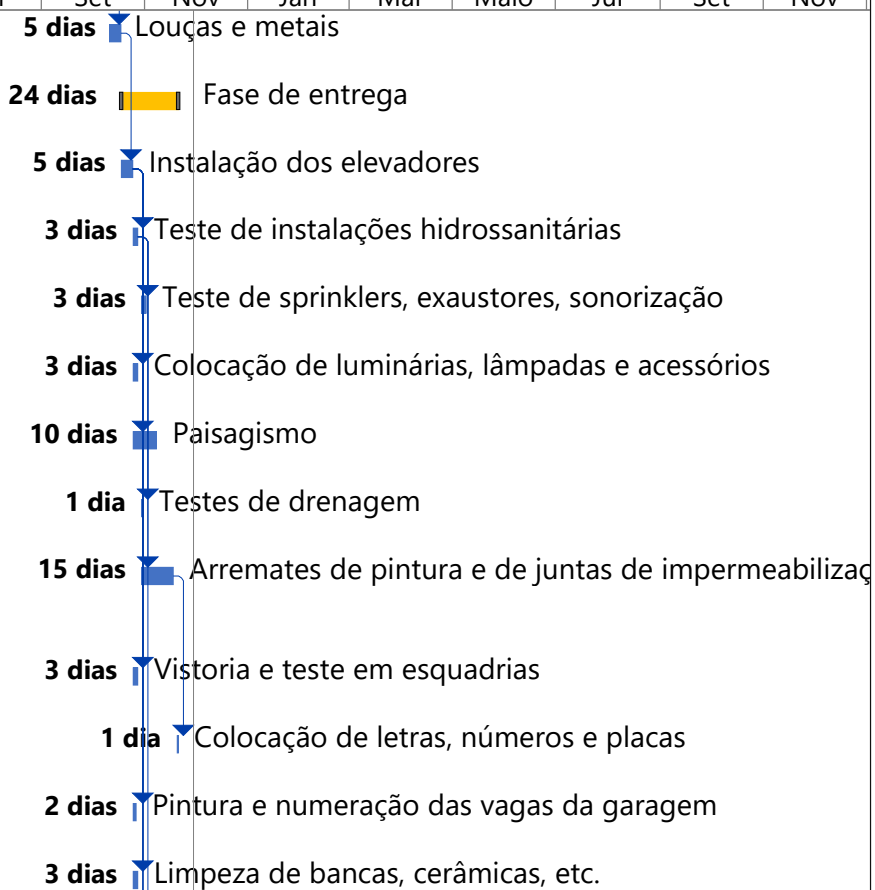
Id	Nov	Tri 1/2022			Tri 3/2022			Tri 1/2023			Tri 3/2023			Tri 1/2024			Tri 3/2024								
		Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov						
1287																				133 dias				47º pavimento	
1288																				123 dias				Lado direito	
1289																				1 dia				Vigas correspondentes aos pilares auxiliares	
1290																				2 dias				Vigas correspondentes aos pilares periféricos	
1291																				3 dias				Vigas correspondentes aos pilares vizinhos aos periféricos	
1292																				10 dias				Deck metálico e conectores de cisalhamento	
1293																				7 dias				Concretagem das lajes steel deck	
1294																								5 dias	Concretagem do núcleo
1295																				117 dias				Lado esquerdo	
1296																				1 dia				Vigas correspondentes aos pilares auxiliares	
1297																				2 dias				Vigas correspondentes aos pilares periféricos	
1298																				3 dias				Vigas correspondentes aos pilares vizinhos aos periféricos	
1299																				10 dias				Deck metálico e conectores de cisalhamento	

Projeto: Montagem_CBCA Data: Sex 16/07/21	Tarefa		Resumo Inativo		Tarefas externas	
	Divisão		Tarefa Manual		Marco externo	
	Marco		Somente duração		Data limite	
	Resumo		Acúmulo de Resumo Manual		Andamento	
	Resumo do projeto		Resumo Manual		Progresso manual	
	Tarefa Inativa		Somente início			
	Marco Inativo		Somente término			



Projeto: Montagem_CBCA Data: Sex 16/07/21	Tarefa		Resumo Inativo		Tarefas externas	
	Divisão		Tarefa Manual		Marco externo	
	Marco		Somente duração		Data limite	
	Resumo		Acúmulo de Resumo Manual		Andamento	
	Resumo do projeto		Resumo Manual		Progresso manual	
	Tarefa Inativa		Somente início			
	Marco Inativo		Somente término			




















Id	Nov	Tri 1/2022			Tri 3/2022			Tri 1/2023			Tri 3/2023			Tri 1/2024			Tri 3/2024		
		Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov
1314																			
1315																			
1316																			
1317																			
1318																			
1319																			
1320																			
1321																			
1322																			
1323																			
1324																			
1325																			
1326																			



Projeto: Montagem_CBCA
Data: Sex 16/07/21

Tarefa		Resumo Inativo		Tarefas externas	
Divisão		Tarefa Manual		Marco externo	
Marco		Somente duração		Data limite	
Resumo		Acúmulo de Resumo Manual		Andamento	
Resumo do projeto		Resumo Manual		Progresso manual	
Tarefa Inativa		Somente início			
Marco Inativo		Somente término			

Id	Nov	Tri 1/2022			Tri 3/2022			Tri 1/2023			Tri 3/2023			Tri 1/2024			Tri 3/2024		
		Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov	Jan	Mar	Maio	Jul	Set	Nov
1327												5 dias	Remoção de detritos						
1328												3 dias	Colocação de equipamentos complementares						
1329												3 dias	Colocação de mangueiras e extintores						
1330												7 dias	Desmobilização do canteiro						
1331												5 dias	Limpeza de vidros						
1332												5 dias	Desinfecção da obra						

Projeto: Montagem_CBCA Data: Sex 16/07/21	Tarefa		Resumo Inativo		Tarefas externas	
	Divisão		Tarefa Manual		Marco externo	
	Marco		Somente duração		Data limite	
	Resumo		Acúmulo de Resumo Manual		Andamento	
	Resumo do projeto		Resumo Manual		Progresso manual	
	Tarefa Inativa		Somente início			
	Marco Inativo		Somente término			

Id	EDT	Nome da tarefa	Duração	Início	Término
0	0	Montagem_CBCA	498 dias	Seg 03/01/22	Qua 29/11/23
1	1	Edifício Múltiplos Pavimentos em Aço	498 dias	Seg 03/01/22	Qua 29/11/23
2	1.1	Instalação canteiro	8 dias	Seg 03/01/22	Qua 12/01/22
3	1.1.1	Limpeza de canteiro	5 dias	Seg 03/01/22	Sex 07/01/22
4	1.1.2	Instalação elétrica	7 dias	Ter 04/01/22	Qua 12/01/22
5	1.1.3	Instalação hidráulica	7 dias	Ter 04/01/22	Qua 12/01/22
6	1.1.4	Transporte de containers	3 dias	Seg 10/01/22	Qua 12/01/22
7	1.1.5	Preparação do terreno para recebimento de materiais	2 dias	Ter 04/01/22	Qua 05/01/22
8	1.2	Fundações	48 dias	Qui 06/01/22	Seg 14/03/22
9	1.2.1	Primeiro trecho	20 dias	Qui 06/01/22	Qua 02/02/22
10	1.2.1.1	Contenções laterais	10 dias	Qui 06/01/22	Qua 19/01/22
11	1.2.1.2	Escavação	10 dias	Qui 13/01/22	Qua 26/01/22
12	1.2.1.3	Execução das estacas	10 dias	Qui 20/01/22	Qua 02/02/22
13	1.2.2	Segundo trecho	20 dias	Ter 15/02/22	Seg 14/03/22
14	1.2.2.1	Contenções laterais	10 dias	Ter 15/02/22	Seg 28/02/22
15	1.2.2.2	Escavação	10 dias	Ter 22/02/22	Seg 07/03/22
16	1.2.2.3	Execução das estacas	10 dias	Ter 01/03/22	Seg 14/03/22
17	1.3	Embasamento	55 dias	Seg 03/01/22	Sex 18/03/22

Id	EDT	Nome da tarefa	Duração	Início	Término
18	1.3.1	Primeiro trecho	28 dias	Seg 03/01/22	Qua 09/02/22
19	1.3.2	Movimentação do canteiro	7 dias	Qui 10/02/22	Sex 18/02/22
20	1.3.2.1	Instalação elétrica	5 dias	Qui 10/02/22	Qua 16/02/22
21	1.3.2.2	Instalação hidráulica	7 dias	Qui 10/02/22	Sex 18/02/22
22	1.3.2.3	Transporte de containers	3 dias	Qui 10/02/22	Seg 14/02/22
23	1.3.3	Segundo trecho	24 dias	Ter 15/02/22	Sex 18/03/22
24	1.4	Torre	470 dias	Qui 10/02/22	Qua 29/11/23
25	1.4.1	1º Pavimento	117 dias	Qui 10/02/22	Sex 22/07/22
26	1.4.1.1	Lado direito	28 dias	Qui 10/02/22	Seg 21/03/22
27	1.4.1.1.1	Pilares auxiliares e vigas correspondentes	2 dias	Qui 10/02/22	Sex 11/02/22
28	1.4.1.1.2	Pilares periféricos e vigas correspondentes	4 dias	Seg 14/02/22	Qui 17/02/22
29	1.4.1.1.3	Pilares vizinhos aos periféricos e vigas correspondentes	5 dias	Sex 18/02/22	Qui 24/02/22
30	1.4.1.1.4	Deck metálico e conectores de cisalhamento	10 dias	Sex 25/02/22	Qui 10/03/22
31	1.4.1.1.5	Concretagem das lajes steel deck	7 dias	Sex 11/03/22	Seg 21/03/22
32	1.4.1.1.6	Concretagem do núcleo	10 dias	Sex 25/02/22	Qui 10/03/22
33	1.4.1.2	Lado esquerdo	28 dias	Sex 25/02/22	Ter 05/04/22
34	1.4.1.2.1	Pilares auxiliares e vigas correspondentes	2 dias	Sex 25/02/22	Seg 28/02/22
35	1.4.1.2.2	Pilares periféricos e vigas correspondentes	4 dias	Ter 01/03/22	Sex 04/03/22

Id	EDT	Nome da tarefa	Duração	Início	Término
36	1.4.1.2.3	Pilares vizinhos aos periféricos e vigas correspondentes	5 dias	Seg 07/03/22	Sex 11/03/22
37	1.4.1.2.4	Deck metálico e conectores de cisalhamento	10 dias	Seg 14/03/22	Sex 25/03/22
38	1.4.1.2.5	Concretagem das lajes steel deck	7 dias	Seg 28/03/22	Ter 05/04/22
39	1.4.1.2.6	Concretagem do núcleo	10 dias	Sex 11/03/22	Qui 24/03/22
40	1.4.1.3	Outros serviços	78 dias	Qua 06/04/22	Sex 22/07/22
41	1.4.1.3.1	Proteções da estrutura	10 dias	Qua 06/04/22	Ter 19/04/22
42	1.4.1.3.2	Painéis fachada	5 dias	Qua 20/04/22	Ter 26/04/22
43	1.4.1.3.3	Vedação interna EPS	5 dias	Qua 20/04/22	Ter 26/04/22
44	1.4.1.3.4	Instalação hidráulica	15 dias	Qua 27/04/22	Ter 17/05/22
45	1.4.1.3.5	Instalação elétrica	15 dias	Qua 18/05/22	Ter 07/06/22
46	1.4.1.3.6	Sprinklers	2 dias	Qua 18/05/22	Qui 19/05/22
47	1.4.1.3.7	Esquadrias	5 dias	Qua 08/06/22	Ter 14/06/22
48	1.4.1.3.8	Impermeabilização	3 dias	Qua 15/06/22	Sex 17/06/22
49	1.4.1.3.9	Revestimento	10 dias	Seg 20/06/22	Sex 01/07/22
50	1.4.1.3.10	Pintura	10 dias	Seg 04/07/22	Sex 15/07/22
51	1.4.1.3.11	Louças e metais	5 dias	Seg 18/07/22	Sex 22/07/22
52	1.4.2	2º pavimento	101 dias	Sex 25/02/22	Sex 15/07/22
80	1.4.3	3º pavimento	107 dias	Seg 07/03/22	Ter 02/08/22

Id	EDT	Nome da tarefa	Duração	Início	Término
107	1.4.4	4º pavimento	117 dias	Ter 15/03/22	Qua 24/08/22
134	1.4.5	5º Pavimento	120 dias	Qua 23/03/22	Ter 06/09/22
161	1.4.6	6º pavimento	117 dias	Qui 07/04/22	Sex 16/09/22
188	1.4.7	7º pavimento	117 dias	Sex 15/04/22	Seg 26/09/22
215	1.4.8	8º pavimento	117 dias	Seg 25/04/22	Ter 04/10/22
242	1.4.9	9º Pavimento	120 dias	Ter 03/05/22	Seg 17/10/22
269	1.4.10	10º pavimento	117 dias	Qua 18/05/22	Qui 27/10/22
296	1.4.11	11º pavimento	117 dias	Qui 26/05/22	Sex 04/11/22
323	1.4.12	12º pavimento	117 dias	Sex 03/06/22	Seg 14/11/22
350	1.4.13	13º Pavimento	120 dias	Seg 13/06/22	Sex 25/11/22
377	1.4.14	14º pavimento	117 dias	Ter 28/06/22	Qua 07/12/22
404	1.4.15	15º pavimento	117 dias	Qua 06/07/22	Qui 15/12/22
431	1.4.16	16º pavimento	117 dias	Qui 14/07/22	Sex 23/12/22
458	1.4.17	17º Pavimento	121 dias	Sex 22/07/22	Sex 06/01/23
485	1.4.18	18º pavimento	111 dias	Ter 09/08/22	Ter 10/01/23
513	1.4.19	19º pavimento	117 dias	Qua 17/08/22	Qui 26/01/23
540	1.4.20	20º pavimento	117 dias	Qui 25/08/22	Sex 03/02/23
567	1.4.21	21º Pavimento	120 dias	Sex 02/09/22	Qui 16/02/23

Id	EDT	Nome da tarefa	Duração	Início	Término
594	1.4.22	22º pavimento	117 dias	Seg 19/09/22	Ter 28/02/23
621	1.4.23	23º pavimento	117 dias	Ter 27/09/22	Qua 08/03/23
648	1.4.24	24º pavimento	117 dias	Qua 05/10/22	Qui 16/03/23
675	1.4.25	25º Pavimento	120 dias	Qui 13/10/22	Qua 29/03/23
702	1.4.26	26º pavimento	117 dias	Sex 28/10/22	Seg 10/04/23
729	1.4.27	27º pavimento	117 dias	Seg 07/11/22	Ter 18/04/23
756	1.4.28	28º pavimento	117 dias	Ter 15/11/22	Qua 26/04/23
783	1.4.29	29º Pavimento	111 dias	Qua 23/11/22	Qua 26/04/23
811	1.4.30	30º pavimento	110 dias	Qui 08/12/22	Qua 10/05/23
839	1.4.31	31º pavimento	114 dias	Sex 16/12/22	Qua 24/05/23
867	1.4.32	32º pavimento	118 dias	Seg 26/12/22	Qua 07/06/23
895	1.4.33	33º Pavimento	122 dias	Ter 03/01/23	Qua 21/06/23
923	1.4.34	34º pavimento	121 dias	Qua 18/01/23	Qua 05/07/23
951	1.4.35	35º pavimento	125 dias	Qui 26/01/23	Qua 19/07/23
979	1.4.36	36º pavimento	129 dias	Sex 03/02/23	Qua 02/08/23
1007	1.4.37	37º Pavimento	133 dias	Seg 13/02/23	Qua 16/08/23
1035	1.4.38	38º pavimento	132 dias	Ter 28/02/23	Qua 30/08/23
1063	1.4.39	39º pavimento	136 dias	Qua 08/03/23	Qua 13/09/23

Id	EDT	Nome da tarefa	Duração	Início	Término
1091	1.4.40	40º pavimento	140 dias	Qui 16/03/23	Qua 27/09/23
1119	1.4.41	41º Pavimento	144 dias	Sex 24/03/23	Qua 11/10/23
1147	1.4.42	42º pavimento	143 dias	Seg 10/04/23	Qua 25/10/23
1175	1.4.43	43º pavimento	142 dias	Ter 18/04/23	Qua 01/11/23
1203	1.4.44	44º pavimento	141 dias	Qua 26/04/23	Qua 08/11/23
1231	1.4.45	45º Pavimento	140 dias	Qui 04/05/23	Qua 15/11/23
1259	1.4.46	46º pavimento	134 dias	Sex 19/05/23	Qua 22/11/23
1287	1.4.47	47º pavimento	133 dias	Seg 29/05/23	Qua 29/11/23
1288	1.4.47.1	Lado direito	123 dias	Seg 29/05/23	Qua 15/11/23
1289	1.4.47.1.1	Vigas correspondentes aos pilares auxiliares	1 dia	Seg 29/05/23	Seg 29/05/23
1290	1.4.47.1.2	Vigas correspondentes aos pilares periféricos	2 dias	Ter 30/05/23	Qua 31/05/23
1291	1.4.47.1.3	Vigas correspondentes aos pilares vizinhos aos periféricos	3 dias	Qui 01/06/23	Seg 05/06/23
1292	1.4.47.1.4	Deck metálico e conectores de cisalhamento	10 dias	Ter 06/06/23	Seg 19/06/23
1293	1.4.47.1.5	Concretagem das lajes steel deck	7 dias	Ter 20/06/23	Qua 28/06/23
1294	1.4.47.1.6	Concretagem do núcleo	5 dias	Qui 09/11/23	Qua 15/11/23
1295	1.4.47.2	Lado esquerdo	117 dias	Ter 20/06/23	Qua 29/11/23
1296	1.4.47.2.1	Vigas correspondentes aos pilares auxiliares	1 dia	Ter 20/06/23	Ter 20/06/23
1297	1.4.47.2.2	Vigas correspondentes aos pilares periféricos	2 dias	Qua 21/06/23	Qui 22/06/23

Id	EDT	Nome da tarefa	Duração	Início	Término
1298	1.4.47.2.3	Vigas correspondentes aos pilares vizinhos aos periféricos	3 dias	Sex 23/06/23	Ter 27/06/23
1299	1.4.47.2.4	Deck metálico e conectores de cisalhamento	10 dias	Qua 28/06/23	Ter 11/07/23
1300	1.4.47.2.5	Concretagem das lajes steel deck	7 dias	Qua 12/07/23	Qui 20/07/23
1301	1.4.47.2.6	Concretagem do núcleo	5 dias	Qui 23/11/23	Qua 29/11/23
1302	1.4.47.3	Outros serviços	63 dias	Sex 21/07/23	Ter 17/10/23
1303	1.4.47.3.1	Proteções da estrutura	10 dias	Sex 21/07/23	Qui 03/08/23
1304	1.4.47.3.2	Guarda-corpo varanda	5 dias	Sex 04/08/23	Qui 10/08/23
1305	1.4.47.3.3	Painéis fachada	5 dias	Sex 04/08/23	Qui 10/08/23
1306	1.4.47.3.4	Vedação interna EPS	5 dias	Sex 04/08/23	Qui 10/08/23
1307	1.4.47.3.5	Instalação hidráulica	15 dias	Sex 11/08/23	Qui 31/08/23
1308	1.4.47.3.6	Instalação elétrica	15 dias	Sex 11/08/23	Qui 31/08/23
1309	1.4.47.3.7	Sprinklers	2 dias	Sex 01/09/23	Seg 04/09/23
1310	1.4.47.3.8	Esquadrias	5 dias	Sex 01/09/23	Qui 07/09/23
1311	1.4.47.3.9	Impermeabilização	3 dias	Sex 08/09/23	Ter 12/09/23
1312	1.4.47.3.10	Revestimento	10 dias	Qua 13/09/23	Ter 26/09/23
1313	1.4.47.3.11	Pintura	10 dias	Qua 27/09/23	Ter 10/10/23
1314	1.4.47.3.12	Louças e metais	5 dias	Qua 11/10/23	Ter 17/10/23
1315	1.5	Fase de entrega	24 dias	Qua 18/10/23	Seg 20/11/23

Id	EDT	Nome da tarefa	Duração	Início	Término
1316	1.5.1	Instalação dos elevadores	5 dias	Qua 18/10/23	Ter 24/10/23
1317	1.5.2	Teste de instalações hidrossanitárias	3 dias	Qua 25/10/23	Sex 27/10/23
1318	1.5.3	Teste de sprinklers, exaustores, sonorização	3 dias	Seg 30/10/23	Qua 01/11/23
1319	1.5.4	Colocação de luminárias, lâmpadas e acessórios	3 dias	Qua 25/10/23	Sex 27/10/23
1320	1.5.5	Paisagismo	10 dias	Qua 25/10/23	Ter 07/11/23
1321	1.5.6	Testes de drenagem	1 dia	Seg 30/10/23	Seg 30/10/23
1322	1.5.7	Arremates de pintura e de juntas de impermeabilização e de dilatação	15 dias	Seg 30/10/23	Sex 17/11/23
1323	1.5.8	Vistoria e teste em esquadrias	3 dias	Qua 25/10/23	Sex 27/10/23
1324	1.5.9	Colocação de letras, números e placas	1 dia	Seg 20/11/23	Seg 20/11/23
1325	1.5.10	Pintura e numeração das vagas da garagem	2 dias	Qua 25/10/23	Qui 26/10/23
1326	1.5.11	Limpeza de bancas, cerâmicas, etc.	3 dias	Qua 25/10/23	Sex 27/10/23
1327	1.5.12	Remoção de detritos	5 dias	Qua 25/10/23	Ter 31/10/23
1328	1.5.13	Colocação de equipamentos complementares	3 dias	Qua 25/10/23	Sex 27/10/23
1329	1.5.14	Colocação de mangueiras e extintores	3 dias	Seg 30/10/23	Qua 01/11/23
1330	1.5.15	Desmobilização do canteiro	7 dias	Qua 25/10/23	Qui 02/11/23
1331	1.5.16	Limpeza de vidros	5 dias	Seg 30/10/23	Sex 03/11/23
1332	1.5.17	Desinfecção da obra	5 dias	Seg 06/11/23	Sex 10/11/23