

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

LEONARDO SERAFIM GARCIA

**PROJETO ESTRUTURAL DE RESIDÊNCIA MULTIFAMILIAR – ANÁLISE DA
ESTABILIDADE GLOBAL E DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS
ESTRUTURAIS**

Florianópolis

2022

LEONARDO SERAFIM GARCIA

**PROJETO ESTRUTURAL DE RESIDÊNCIA MULTIFAMILIAR – ANÁLISE DA
ESTABILIDADE GLOBAL E DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS
ESTRUTURAIS**

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em
Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade
Federal de Santa Catarina como parte dos requisitos para
a obtenção do título de Engenheiro Civil
Orientador: Prof. Lourenço Panosso Perlin, Dr.

Florianópolis

2022

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Garcia, Leonardo

PROJETO ESTRUTURAL DE RESIDÊNCIA MULTIFAMILIAR :
ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL E DIMENSIONAMENTO DE
ELEMENTOS ESTRUTURAIS / Leonardo Garcia ; orientador,
Lourenço Panosso Perlin, 2022.

336 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2022.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Projeto Estrutural. 3. Concreto
Armado. 4. Estabilidade Global. 5. Dimensionamento
Estrutural. I. Panosso Perlin, Lourenço. II. Universidade
Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil.
III. Título.

LEONARDO SERAFIM GARCIA

PROJETO ESTRUTURAL DE RESIDÊNCIA MULTIFAMILIAR

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

Florianópolis, 28 de julho de 2022

Liane Ramos da Silva
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Lourenço Panosso Perlin, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Daiane de Sena Brisotto
Universidade Federal de Santa Catarina

Tiago Morkis Siqueira
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pela vida e saúde.

Aos meus pais, pelas oportunidades proporcionadas e pelo tempo empenhado para me auxiliar em todas as minhas conquistas. Além do suporte nos momentos de dificuldades, estendendo sempre a mão quando preciso e ofertando conselhos e visões que me auxiliaram na minha caminhada.

Agradeço aos meus familiares por toda compreensão e energias positivas transmitidas. Ao meu irmão, pela parceria, tornando o cotidiano mais leve. Aos meus avós, por me apresentarem os cálculos, sendo meus primeiros professores, logo aos cinco anos.

A minha namorada, por todo incentivo e parceria durante o curso. Agradeço também pelas cobranças, as quais me fizeram ficar alerta e aumentar meu empenho na elaboração deste trabalho, principalmente.

Agradeço aos colegas da graduação que proporcionaram uma experiência inesquecível, tanto nas horas de estudo quanto nos momentos de lazer. Sem vocês o caminho seria ainda mais complicado.

Agradeço ao meu orientador, professor Lourenço, pela paciência e tempo dedicado. Atendendo em horário de almoço, pós expediente, finais de semana, não medindo esforços para sanar as dúvidas que surgiram ao longo deste trabalho.

Gostaria de agradecer aos demais professores, sempre empenhados em transmitir seus conhecimentos da melhor forma possível, superando os inúmeros obstáculos que surgiam.

Por fim, agradeço a todos os meus colegas de trabalho da RKS Engenharia de Estruturas, Prime Engenharia e Beco Castelo por todo aprendizado proporcionado e por potencializarem meu desenvolvimento profissional.

RESUMO

Este trabalho consiste no dimensionamento e detalhamento de elementos estruturais de um edifício residencial. Visa-se aplicar os conhecimentos adquiridos ao longo da graduação em Engenharia Civil e aprofundar os conceitos relacionados à disciplina de estruturas. Para a edificação objeto de estudo, adota-se o concreto armado como método construtivo. Será abordado o dimensionamento e detalhamento de elementos estruturais, a serem realizados com o auxílio de planilha eletrônica Excel e *Software* de desenho assistido por computador AutoCAD, além da ferramenta de análise estrutural Ftool.

Palavras-chave: Projeto estrutural. Detalhamento. Concreto Armado. Dimensionamento. Estabilidade Global.

ABSTRACT

This work consists of the design and detailing of structural elements of a residential building, aiming to apply the knowledge acquired during the Civil Engineering graduation and deepen the concepts related to the discipline of structures. For the building object of study, reinforced concrete was adopted as a constructive method. The design and detailing of structural elements will be addressed, to be carried out with the help of Excel spreadsheet and AutoCAD computer-aided design software, in addition to the structural analysis tool Ftool.

Palavras-chave: Structural Design. Structural Detailed Design. Reinforced Concrete. Structural Dimensioning. Global Stability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Modelo 3D do edifício residencial sob análise	16
Figura 2 - Localização de implantação da edificação.	17
Figura 3 - Entornos do terreno	18
Figura 4 - Espessuras das lajes do pavimento tipo	28
Figura 5 - Área de influência dos pilares do térreo	32
Figura 6 - Área de influência dos pilares do pavimento tipo	33
Figura 7 - Área de influência dos pilares da cobertura.....	34
Figura 8 - Área de influência dos pilares da base da caixa d'água	35
Figura 9 - Área de influência dos pilares da cobertura da caixa d'água	36
Figura 10 - Concepção estrutural pavimento térreo	41
Figura 11 - Concepção estrutural pavimento tipo	42
Figura 12 - Concepção estrutural da cobertura	43
Figura 13 - Concepção estrutural base torre caixa d'água	44
Figura 14 - Concepção estrutural topo torre caixa d'água	45
Figura 15 - Vão efetivo	50
Figura 16 - Tipos de caso para utilizar as tabelas.....	55
Figura 17 - Condições de apoio para as lajes sob análise	59
Figura 18 - Representação laje em dois apoios.	75
Figura 19 - Representação laje em um apoio e um engaste.	75
Figura 20 - Representação laje engastada em ambos os lados.	76
Figura 21 - Representação laje engastada em um lado e livre no outro.	76
Figura 22 - Momentos fletores máximos ELU	79
Figura 23 - Momentos fletores compatibilizados	90
Figura 24 - Limites dos domínios de Estado-Limite último de uma seção transversal	96
Figura 25 - Detalhamento armaduras positivas das lajes sob análise.....	129
Figura 26 - Isopletras de velocidade básica	190
Figura 27 - Fator topográfico	192

Figura 28 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência	199
Figura 29 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência	200
Figura 30 - Dimensões equivalentes da edificação	201
Figura 31 - Determinação de eixos e fachadas	203
Figura 32 - Efeitos de 1ª e 2ª ordem na estrutura	205
Figura 33 - Pórticos em X	212
Figura 34 - Pórticos em Y	213
Figura 35 - Pórticos em X representados no <i>Software Ftool</i>	213
Figura 36 - Pórticos em X representados no <i>Software Ftool</i> continuação	214
Figura 37 - Pórticos em Y representados no <i>Software Ftool</i>	214
Figura 38 - Pórticos em Y representados no <i>Software Ftool</i> continuação	214
Figura 39 - Carregamentos permanentes nas vigas oriundos das lajes	218
Figura 40 - Carregamentos acidentais nas vigas oriundos das lajes.....	219
Figura 41 - Esforços axiais nos elementos dos pórticos na direção X	221
Figura 42 - Esforços axiais nos elementos dos pórticos na direção Y	221
Figura 43 - Esforços cortantes nos pórticos na direção X.....	222
Figura 44 - Esforços cortantes nos pórticos na direção Y.....	222
Figura 45 - Esforços de momentos fletores nos pórticos na direção X.....	223
Figura 46 - Esforços de momentos fletores nos pórticos na direção Y.....	223
Figura 47 - Deslocamento nos pórticos na direção X	224
Figura 48 - Deslocamento nos pórticos na direção Y	224
Figura 49 - Cargas devido ao vento nos pórticos associados no eixo X	225
Figura 50 - Cargas devido ao vento nos pórticos associados no eixo Y	226
Figura 51 - Esforços axiais nos elementos dos pórticos na direção X	227
Figura 52 - Esforços axiais nos elementos dos pórticos na direção Y	227
Figura 53 - Esforços cortantes nos pórticos na direção X.....	227
Figura 54 - Esforços cortantes nos pórticos na direção Y.....	227
Figura 55 - Esforços de momentos fletores nos pórticos na direção X.....	228
Figura 56 - Esforços de momentos fletores nos pórticos na direção Y.....	228

Figura 57 - Deslocamento nos pórticos na direção X	229
Figura 58 - Deslocamento nos pórticos na direção Y	229
Figura 59 - Posição pilar P1	240
Figura 60 - Esbeltez dos pilares	243
Figura 61 - Arranjos de armaduras.....	250
Figura 62 - Arranjo das armaduras longitudinais do pilar P1	253
Figura 63 - Ábaco 8A.....	256
Figura 64 - Ábaco 18A.....	257
Figura 65 - Representação seção pilar.....	265
Figura 66 - Envoltória pilar P1 no pavimento térreo.....	268
Figura 67 - Posição da viga V2 na estrutura	269
Figura 68 – Carregamentos no pórtico composto pela viga V2	272
Figura 69 - Envoltória de momentos fletores na viga V2 por pavimento	273
Figura 70 - Envoltória de esforços cortantes.....	285
Figura 71 - Distribuição da armadura de suspensão.....	293
Figura 72 - Cobertura do diagrama de força de tração solicitante pelo diagrama resistente.....	296
Figura 73 - Decalagem para apoio P1	299
Figura 74 - Decalagem para apoio P2	299
Figura 75 - Decalagem para apoio P3	300
Figura 76 - Decalagem para apoio P4	301
Figura 77 - Decalagem para apoio P5	302
Figura 78 - Decalagem para vão P1-P2.....	303
Figura 79 - Decalagem para vão P2-P3.....	304
Figura 80 - Decalagem para vão P3-P4.....	304
Figura 81 - Decalagem para vão P4-P5.....	305
Figura 82 - Envoltória de momento fletor no ELS, para combinação frequente	317
Figura 83 - Área crítica da seção.....	328

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental (CAA).....	20
Tabela 2 - Classe de agressividade ambiental e qualidade do concreto	21
Tabela 3 - Cobrimento nominal dos elementos de acordo com NBR 6118:2014.....	23
Tabela 4 - Cobrimentos adotados para os elementos	23
Tabela 5 - Informações complementares para projeto	24
Tabela 6 - Bitolas de aço disponíveis na região	24
Tabela 7 - Pré-dimensionamento lajes	27
Tabela 8 - Pré-dimensionamento das vigas.....	30
Tabela 9 - Valores do coeficiente de majoração de esforços solicitantes finais para pilares	31
Tabela 10 - Pre-dimensionamento dos pilares	39
Tabela 11 - Lajes equivalentes	47
Tabela 12 - Dados das lajes sob análise	49
Tabela 13 - Vãos efetivos.....	52
Tabela 14 - Classificação das lajes quando a armação.....	53
Tabela 15 - Condições de apoio nas lajes sob análise.....	58
Tabela 16 - Peso específico aparente dos elementos de acordo com a NBR6120:2019.	61
Tabela 17 - Cargas permanentes atuantes nas lajes sob análise	64
Tabela 18 - Carga acidental de acordo com a finalidade	66
Tabela 19 - Carga acidental de acordo com a finalidade (continuação)	67
Tabela 20 - Cargas acidentais atuantes nas lajes	68
Tabela 21 - Coeficientes para determinação dos momentos máximos atuantes	69
Tabela 22 - Coeficientes para determinação dos momentos máximos atuantes	70
Tabela 23 - Coeficientes para determinação dos momentos máximos atuantes	71
Tabela 24 - Momentos fletores máximos nas lajes bidirecionais no ELU	74
Tabela 26 - Momentos fletores máximos atuantes lajes unidirecionais ELU	78
Tabela 27 - Compatibilização dos momentos negativos laje 1	82
Tabela 28 - Compatibilização dos momentos negativos laje 3	82

Tabela 29 - Compatibilização dos momentos negativos laje 4	83
Tabela 30 - Compatibilização dos momentos negativos laje 5	83
Tabela 31- Compatibilização dos momentos negativos laje 6	84
Tabela 32- Compatibilização dos momentos negativos laje 12	84
Tabela 33- Compatibilização dos momentos negativos laje 13	85
Tabela 34- Compatibilização dos momentos negativos laje 14	85
Tabela 35- Compatibilização dos momentos negativos laje 19	86
Tabela 36- Compatibilização dos momentos negativos laje 21	86
Tabela 37 - Momentos positivos corrigidos	89
Tabela 38 - Bitola máxima permitida para as lajes	91
Tabela 39 - Alturas úteis	92
Tabela 40 - Posição da linha neutra para menor vão.....	94
Tabela 41 - Posição da linha neutra para maior vão.....	95
Tabela 42 - Relação entre a posição da linha neutra e a altura útil no menor vão	97
Tabela 43 - Relação entre a posição da linha neutra e a altura útil no maior vão	98
Tabela 44 - Área de aço no menor vão.....	99
Tabela 45 - Área de aço no maior vão.....	99
Tabela 46 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes	100
Tabela 47 - Valores das taxas mínimas de armaduras de flexão.....	100
Tabela 48 - Área de aço mínima para menor vão das lajes.....	102
Tabela 49 - Critérios de área mínima maior vão laje unidirecional	102
Tabela 50 - Área de aço mínima para maior vão das lajes.....	103
Tabela 51 - Área de aço adotada para armadura positiva no menor vão.....	103
Tabela 52 - Área de aço adotada para armadura positiva no maior vão	104
Tabela 53 - Bitola máxima por laje	105
Tabela 54 - Altura útil para armadura negativa.....	106
Tabela 55 - Posição da linha neutra e domínios para armadura negativa	109
Tabela 56 - Área de aço calculada para armadura negativa	111
Tabela 57 - Área de aço mínima para armadura negativa.....	112
Tabela 58 - Área de aço adotada para armadura negativa.....	113
Tabela 59 - Área de aço mínima para armaduras negativas sem continuidade.....	114

Tabela 60 - Área de aço unitária por bitola	116
Tabela 61 - Número de barras necessárias por metro para menor vão.....	117
Tabela 62 - Número de barras necessárias por metro para maior vão	118
Tabela 63 - Espaçamentos calculados para o menor vão das lajes	120
Tabela 64 - Espaçamentos calculados para o maior vão das lajes	121
Tabela 65 - Quantidade de barras distribuídas no sentido do menor vão.....	123
Tabela 66 - Quantidade de barras distribuídas no sentido do maior vão	123
Tabela 67 - Comprimento das barras na direção do menor vão	125
Tabela 68 - Comprimento das barras na direção do maior vão.....	126
Tabela 69 - Nomenclatura das barras da armadura positiva	127
Tabela 70 - Detalhamento armadura na direção do menor vão.....	127
Tabela 71 - Detalhamento armadura na direção do maior vão.....	128
Tabela 72 - Número de barras necessárias por metro para armadura negativa para lajes com continuidade	131
Tabela 73 - Espaçamento adotado para armadura negativa para lajes com continuidade	132
Tabela 74 - Quantidade de barras entre lajes para armadura negativa para lajes com continuidade	134
Tabela 75 - Comprimento total das barras da armadura negativa para lajes com continuidade	137
Tabela 76 - Detalhamento das armaduras negativas para lajes com continuidade ..	138
Tabela 77 - Número de barras por metro para armadura negativa de lajes sem continuidade	139
Tabela 78 - Espaçamento adotado para armadura negativa para lajes sem continuidade	141
Tabela 79 - Quantidade de barras para armadura negativa de lajes sem continuidade	143
Tabela 80 - Comprimento total das barras da armadura negativa de lajes sem continuidade	147
Tabela 81 - Resumo armaduras negativas em lajes sem continuidade.....	148
Tabela 82 - coeficiente k para laje 3.....	150

Tabela 83 - Coeficiente k para laje 4.....	151
Tabela 84 - Tabela para cálculo das reações de apoio das vigas.....	153
Tabela 85 - Dados para cálculo das reações de apoio nas vigas	154
Tabela 86 - Esforço cortante máximo de cálculo	155
Tabela 87 - Esforço cortante resistente sem armadura menor vão.....	159
Tabela 88 - Esforço cortante resistente sem armadura maior vão.....	160
Tabela 89 - Valores fornecidos para os coeficientes ψ	162
Tabela 90 - Cálculo do carregamento uniformemente distribuído no ELS-W.....	163
Tabela 91 - Cálculo do carregamento uniformemente distribuído no ELS-DEF.....	164
Tabela 92 - Momento de fissuração das lajes sob análise.....	166
Tabela 93 - Momentos fletores de serviço nas lajes unidirecionais	168
Tabela 94 - Coeficiente N_i para laje 3.....	169
Tabela 95 - Momento fletor de serviço nas lajes bidirecionais.....	170
Tabela 96 - Análise de fissuração.....	173
Tabela 97 - Flechas máximas para lajes unidirecionais	176
Tabela 98 - Valores do coeficiente de majoração para cálculo de lajes em balanço	177
Tabela 99 - Flecha elástica das lajes unidirecionais.....	178
Tabela 100 – Coeficiente α utilizado nos cálculos das flechas elásticas nas lajes ...	180
Tabela 101 - Flecha elástica bidirecional	182
Tabela 102 - Coeficiente ξ em função do tempo	183
Tabela 103 - Flecha total	184
Tabela 104 - Análise do limite sensorial visual	185
Tabela 105 - Análise do limite sensorial de vibração	186
Tabela 106 - Deslocamentos limites de acordo com a NBR 6118:2014.....	187
Tabela 107 - Análise limite para lajes com alvenaria	188
Tabela 108 - Classificação da rugosidade do terreno.....	194
Tabela 109 - Classificação quanto as dimensões da edificação	195
Tabela 110 - Parâmetros meteorológicos	196
Tabela 111 - Valores de S2	197
Tabela 112 - Valores mínimos do fator estatístico S3.....	197
Tabela 113 - Valores de entrada para direção X	201

Tabela 114 - Valores de entrada para direção Y	202
Tabela 115 - Coeficientes de arrasto para direção X e Y	202
Tabela 116 - Valores de pressão dinâmica encontrados.....	203
Tabela 117 - Áreas frontais efetivas calculadas	204
Tabela 118 - Força de arrasto nas direções X e Y.....	204
Tabela 119 - Coeficientes adotados para combinação das ações acidentais	209
Tabela 120 - Combinações de ações obtidas.....	210
Tabela 121 - Peso próprio para as seções de pilares em uso.....	216
Tabela 122 - Cargas oriundas das lajes distribuídas às lajes.....	217
Tabela 123 - Cargas pontuais atuantes nas vigas	220
Tabela 124 - Momentos de tombamento na direção X utilizando a combinação F1d	229
Tabela 125 - Momentos de tombamento na direção X utilizando a combinação F2d	230
Tabela 126 - Momentos de tombamento na direção X utilizando a combinação F3d	230
Tabela 127 - Momentos de tombamento na direção X utilizando a combinação F4d	230
Tabela 128 - Momentos de tombamento na direção Y utilizando a combinação F1d	231
Tabela 129 - Momentos de tombamento na direção Y utilizando a combinação F2d	231
Tabela 130 - Momentos de tombamento na direção Y utilizando a combinação F3d	231
Tabela 131- Momentos de tombamento na direção Y utilizando a combinação F4d	232
Tabela 132 – Coeficientes γ_z para a direção X.....	232
Tabela 133 - Coeficientes γ_z para a direção Y	232
Tabela 134 - Momentos de tombamento para combinação F1d na direção X.....	234
Tabela 135 - Momentos de tombamento para combinação F2d na direção X.....	235
Tabela 136 - Momentos de tombamento para combinação F3d na direção X.....	235

Tabela 137 - Momentos de tombamento para combinação F4d na direção X.....	235
Tabela 138 - Momentos de tombamento para combinação F1d na direção Y.....	236
Tabela 139 - Momentos de tombamento para combinação F2d na direção Y.....	236
Tabela 140 - Momentos de tombamento para combinação F3d na direção Y.....	236
Tabela 141 - Momentos de tombamento para combinação F3d na direção Y.....	237
Tabela 142 - Coeficientes γ_z para a direção X.....	237
Tabela 143 - Coeficientes γ_z para a direção Y.....	237
Tabela 144 - Deslocamentos horizontais vento para esquerda na direção X.....	238
Tabela 145 - Deslocamentos horizontais vento para direita na direção X.....	239
Tabela 146 - Deslocamentos horizontais vento para esquerda na direção Y.....	239
Tabela 147 - Deslocamentos horizontais vento para direita na direção Y.....	239
Tabela 148 - Esforços internos no pilar P1 para esforços no pórtico na direção X.....	241
Tabela 149 - Esforços internos no pilar P1 para esforços no pórtico na direção Y.....	241
Tabela 150 - Resumo esforços de primeira ordem no pilar P1.....	242
Tabela 151 - Momentos mínimos na direção X e Y.....	242
Tabela 152 - Análise do critério da esbelteza limite na direção X.....	245
Tabela 153 - Análise do critério da esbelteza limite na direção Y.....	245
Tabela 154 - Momentos de segunda ordem no P1.....	246
Tabela 155 - Situações críticas para as seções.....	247
Tabela 156 - Momento crítico na direção X.....	247
Tabela 157 - Momento crítico na direção Y.....	248
Tabela 158 - Esforços considerados na situação 1.....	248
Tabela 159 - Esforços considerados na situação 2.....	249
Tabela 160 - Esforços considerados na situação 3.....	249
Tabela 161 - Esforços considerados na situação 4.....	249
Tabela 162 - Relação ábacos correspondentes.....	250
Tabela 163 - Arranjos e ábacos para as seções do P1 por pavimento.....	253
Tabela 164 - Dados de entrada para os ábacos para situação 1.....	254
Tabela 165 - Dados de entrada para os ábacos para situação 2.....	254
Tabela 166 - Dados de entrada para os ábacos para situação 4.....	255
Tabela 167 - Resumo dos dados de entrada para utilização dos ábacos.....	255

Tabela 168 - Taxa de aço por pavimento para situação 1	257
Tabela 169 - Taxa de aço por pavimento para situação 2	258
Tabela 170 - Taxa de aço por pavimento para situação 4 pelo ábaco 8	258
Tabela 171 - Taxa de aço por pavimento para situação 4 pelo ábaco 18	258
Tabela 172 - Taxa de aço para pavimento térreo	258
Tabela 173 - Área de aço necessária por pavimento	259
Tabela 174 - Área de aço efetiva seções pilar P1	260
Tabela 175 - Espaçamentos da armadura longitudinal.....	261
Tabela 176 - Valores de cálculo do fbd	262
Tabela 177 - Comprimento de traspasse necessário.....	263
Tabela 178 - Resumo armadura longitudinal por pavimento	263
Tabela 179 - Resumo estribos	264
Tabela 180 - Vão efetivos para trechos da viga V2	270
Tabela 181 - Resumo cargas verticais viga V2	270
Tabela 182 - Esforços solicitantes no Estado Limite Último para cargas distribuídas	271
Tabela 183 - Esforços solicitantes no Estado Limite Último para cargas concentradas	271
Tabela 184 - Momentos fletores máximos atuantes	273
Tabela 185 - Espaçamentos calculados	276
Tabela 186 - Centro de gravidade e altura útil armadura positiva	276
Tabela 187 - Centro de gravidade e altura útil armadura negativa	277
Tabela 188 - Domínios de deformação armadura positiva.....	278
Tabela 189 - Área de aço viga armadura positiva V2	279
Tabela 190 - Análise das áreas de aço armadura positiva.....	279
Tabela 191 - Domínios de deformação armadura negativa.....	280
Tabela 192 - Área de aço armadura negativa V2	281
Tabela 193 - Análise das áreas de aço da armadura negativa	281
Tabela 194 - Comparação da área de aço efetiva com a área da seção bruta.....	282
Tabela 195 - Resumo dos dados das armaduras positivas e negativas.....	283
Tabela 196 - Esforços cortantes resistentes.....	286

Tabela 197 - Valores de V_c obtidos	289
Tabela 198 - Valores de área de aço por metro	289
Tabela 199 - Espaçamentos adotados para armadura transversal	291
Tabela 200 - Armaduras de suspensão	294
Tabela 201 - Comprimentos necessários de ancoragem	298
Tabela 202 - Deslocamentos do diagrama de momento fleto adotado.....	298
Tabela 203 - Dados de entrada para determinação das áreas de armadura nos apoios	313
Tabela 204 - Verificação das áreas de aço para ancoragem da armadura de tração nos apoios.....	313
Tabela 205 - Comprimento ancoragem das armaduras positivas.....	313
Tabela 206 - Comprimento ancoragem das armaduras negativas.....	314
Tabela 207 - Comprimentos de ancoragem para armaduras positivas.....	314
Tabela 208 - Comprimentos de ancoragem para armaduras negativas.....	314
Tabela 209 - Propriedades para as seções homogeneizadas.....	316
Tabela 210 - Momentos de fissuração.....	317
Tabela 211 - Análise da fissuração.....	318
Tabela 212 - Posição da linha neutra para a seção fissurada.....	319
Tabela 213 – Momento de Inércia no estágio II.....	319
Tabela 214 - Momento de inércia equivalente	320
Tabela 215 - Flechas imediatas nas seções da viga V2.....	321
Tabela 216 - Flecha imediata máxima em cada trecho	321
Tabela 217 - Flecha diferida no tempo para viga V2.....	322
Tabela 218 - Limite de aceitabilidade sensorial visual	323
Tabela 219 - Análise dos efeitos dos deslocamentos em elementos não estruturais	324
Tabela 220 - Limites para abertura de fissuras em função da classe de agressividade ambiental	325
Tabela 221 - Concreto de envolvimento da armadura	326
Tabela 222 - Tensões de tração nas barras	329
Tabela 223 - Valores característicos de abertura de fissura	330

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	OBJETIVOS	14
1.1.1	Objetivo Geral.....	14
1.1.2	Objetivos Específicos	14
2	PROJETO ARQUITETÔNICO	15
2.1	APRESENTAÇÃO DA EDIFICAÇÃO.....	15
2.2	LOCALIZAÇÃO	16
2.3	MÉTODO CONSTRUTIVO	18
3	DECISÕES TÉCNICAS	20
3.1	CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL.....	20
3.2	RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO À COMPRESSÃO.....	21
3.3	RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO.....	21
3.4	COBRIMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	22
3.5	INFORMAÇÕES PARA PROJETO.....	24
4	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	25
4.1	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	26
4.1.1	Lajes.....	26
4.1.2	Vigas.....	28
4.1.2.1	<i>Pré dimensionamento viga 17</i>	<i>29</i>
4.1.2.2	<i>Pré-dimensionamento vigas do projeto</i>	<i>29</i>
4.1.3	Pilares.....	30
4.2	CONFIGURAÇÃO DA ESTRUTURA	40
5	LAJES.....	46
5.1	CONSIDERAÇÕES PARA PROJETO	46

5.2	DADOS DAS LAJES	48
5.3	VÃOS EFETIVOS	50
5.3.1	Exemplo vão efetivo	50
5.4	CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO SENTIDO DA ARMAÇÃO	52
5.4.1	Exemplo classificação	52
5.4.2	Classificação das lajes.....	53
5.5	TIPOS DE VINCULAÇÃO	53
5.5.1	Exemplo de verificação das condições de apoio	55
5.5.2	Verificação da condição de apoio das lajes.....	58
5.6	CARGAS ATUANTES	59
5.6.1	Cargas permanentes	59
5.6.1.1	<i>Cálculo da carga permanente</i>	62
5.6.2	Cargas acidentais	65
5.6.2.1	<i>Cálculo da carga acidental</i>	67
5.7	ESTADO LIMITE ÚLTIMO – FLEXÃO.....	68
5.7.1.1	<i>Momentos máximos de cálculo.....</i>	69
5.7.1.1.1	Laje bidirecional	69
5.7.1.1.2	Laje unidirecional	75
5.7.1.2	<i>Representação dos momentos fletores máximos.....</i>	79
5.7.1.3	<i>Compatibilização dos momentos fletores negativos.....</i>	79
5.7.1.3.1	Exemplo de cálculo.....	80
5.7.1.4	<i>Correção dos momentos fletores positivos.....</i>	87
5.7.1.5	<i>Determinação da linha neutra.....</i>	90
5.7.1.6	<i>Área de aço da armadura positiva</i>	98
5.7.2	Dimensionamento das armaduras negativas de lajes com continuidade.....	104

5.7.3	Dimensionamento das armaduras negativas de lajes sem continuidade	114
5.7.4	Detalhamento das armaduras à flexão	115
5.7.4.1	<i>Economia de ponta</i>	115
5.7.4.2	<i>Número de barras por metro</i>	115
5.7.4.3	<i>Espaçamento entre barras</i>	118
5.7.4.4	<i>Quantidade de barras na laje</i>	121
5.7.4.5	<i>Comprimento das armaduras positivas das lajes</i>	123
5.7.5	Detalhamento das armaduras negativas com continuidade	129
5.7.5.1	<i>Número de barras por metro</i>	129
5.7.5.2	<i>Espaçamento entre barras</i>	131
5.7.5.3	<i>Quantidade de barras na laje</i>	133
5.7.5.4	<i>Comprimento das armaduras das lajes</i>	134
5.7.6	Detalhamento das armaduras negativas sem continuidade.....	138
5.7.6.1	<i>Número de barras por metro</i>	138
5.7.6.2	<i>Espaçamento entre barras</i>	139
5.7.6.3	<i>Quantidade de barras na laje</i>	141
5.7.6.4	<i>Comprimento das armaduras das lajes</i>	144
5.8	ESTADO LIMITE ÚLTIMO – CISALHAMENTO	149
5.9	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	161
5.9.1	Cargas Totais – ELS.....	161
5.9.2	Momentos fletores de fissuração	164
5.9.3	Momentos fletores atuantes de serviço	166
5.9.3.1	<i>Lajes unidirecionais.....</i>	167
5.9.3.1.1	<i>Momento positivo.....</i>	167
5.9.3.1.2	<i>Momento negativo</i>	167

5.9.3.2	<i>Lajes bidirecionais</i>	168
5.9.4	Verificação de fissuração das lajes	171
5.9.5	Flechas	175
5.9.5.1	<i>Flechas elástica</i>	175
5.9.5.1.1	Lajes unidirecionais	175
5.9.5.2	<i>Laje bidirecional</i>	179
5.9.6	Flecha total	182
5.10	LIMITES DE CÁLCULO	184
5.10.1	Limite sensorial visual	184
5.10.2	Limite sensorial de vibrações	185
5.10.3	Limite de deslocamento devido à presença de parede sobre a laje	187
6	CARREGAMENTO DEVIDO AO VENTO	189
6.1	DETERMINAÇÃO DA PRESSÃO DINÂMICA OU DE OBSTRUÇÃO	189
6.1.1	Determinação da velocidade básica do vento	190
6.1.2	Fator S1	191
6.1.3	Fator S2	193
6.1.4	Fator S3	197
6.1.5	Coefficiente de arrasto	198
6.1.6	Força de arrasto	202
7	EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM	205
7.1	ESTRUTURA DE NÓS FIXOS E NÓS MÓVEIS	205
7.2	NÃO LINEARIDADE FÍSICA	206
7.3	NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA	206
7.4	COEFICIENTE γ_z	207
7.5	SUBESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO	208

8	ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL.....	209
8.1	COMBINAÇÃO DE AÇÕES	209
8.2	MODELO PARA ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL	210
8.3	PÓRTICOS ASSOCIADOS.....	211
8.3.1	Análise dos carregamentos verticais	215
8.3.1.1	<i>Cargas de alvenaria</i>	<i>215</i>
8.3.1.2	<i>Peso próprio da estrutura.....</i>	<i>216</i>
8.3.1.3	<i>Cargas oriundas das lajes</i>	<i>216</i>
8.3.1.4	<i>Cargas oriundas do apoio de outras vigas.....</i>	<i>219</i>
8.3.1.5	<i>Esforço normal</i>	<i>220</i>
8.3.1.6	<i>Esforço cortante.....</i>	<i>221</i>
8.3.1.7	<i>Momentos fletores.....</i>	<i>223</i>
8.3.1.8	<i>Deslocamentos.....</i>	<i>224</i>
8.3.2	Análise dos carregamentos horizontais	225
8.3.2.1.1	<i>Cargas devido ao vento.....</i>	<i>225</i>
8.3.2.2	<i>Esforço normal</i>	<i>226</i>
8.3.2.3	<i>Esforço cortante.....</i>	<i>227</i>
8.3.2.4	<i>Momentos Fletores</i>	<i>228</i>
8.3.2.5	<i>Deslocamentos.....</i>	<i>228</i>
8.4	COEFICIENTE γ_z	229
8.4.1	Adequação das seções dos elementos	233
8.4.2	Estado Limite de Serviço.....	238
9	DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DO PILAR P1	240
9.1	PILAR P1	240
9.2	CARREGAMENTOS.....	240

9.3	ESFORÇOS INTERNOS DE PRIMEIRA ORDEM NO P1	241
9.4	IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS LOCAIS	242
9.5	CLASSIFICAÇÃO DE ACORDO COM A ESBELTEZ DOS PILARES	242
9.5.1	Limites de esbeltez	243
9.6	DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS LOCAIS DE SEGUNDA ORDEM	245
9.7	SITUAÇÃO DE CÁLCULO	246
9.8	CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL	249
9.8.1	Determinação dos ábacos e arranjos.....	249
9.8.1.1	<i>Dados de entrada para uso da tabela</i>	<i>251</i>
9.8.2	Determinação dos dados de entrada para uso dos ábacos	254
9.8.3	Resultado dos ábacos.....	255
9.9	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS.....	259
9.9.1	Armadura Longitudinal.....	259
9.9.1.1	<i>Armadura máxima e mínima</i>	<i>259</i>
9.9.1.2	<i>Espaçamento das armaduras.....</i>	<i>260</i>
9.9.1.3	<i>Emenda por traspasse</i>	<i>261</i>
9.10	ARMADURAS TRANSVERSAIS	263
9.10.1	Detalhamento dos estribos suplementares.....	264
9.11	VERIFICAÇÃO POR ENVOLTÓRIA	265
10	CÁLCULO E DETALHAMENTO DA VIGA V2.....	269
10.1	CONSIDERAÇÕES PARA PROJETO	269
10.2	VÃO EFETIVOS.....	269
10.3	ESFORÇOS	270
10.3.1	Esforços solicitantes no ELU	271
10.4	MOMENTOS FLETORES.....	273

10.5	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL	274
10.5.1	Altura útil	275
10.5.2	Armadura positiva.....	277
10.5.3	Armadura negativa.....	279
10.5.4	Resumo armaduras positivas e negativas	282
10.6	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL	284
10.6.1	Verificação das diagonais de compressão.....	285
10.6.2	Cálculo da área de armadura transversal por metro.....	286
10.6.3	Espaçamento entre estribos	290
10.6.4	Armadura de suspensão	291
10.7	DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	294
10.7.1	Comprimento de ancoragem	294
10.7.2	Decalagem do diagrama de momentos fletores.....	295
10.7.3	Traspasse	305
10.7.4	Ancoragem da armadura de tração nos apoios	308
10.8	VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	314
10.8.1	Análise da fissuração	315
10.8.2	Análise da flecha imediata	320
10.8.3	Análise da flecha diferida no tempo.....	321
10.8.4	Análise dos deslocamentos limites.....	322
10.8.4.1	<i>Limite de aceitabilidade sensorial visual</i>	<i>322</i>
10.8.5	Análise dos efeitos em elementos não estruturais	323
10.8.6	Análise de abertura de fissuras	324
11	CONSIDERAÇÕES FINAIS	331
12	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA.....	332

13	APÊNDICES	335
-----------	------------------------	------------

1 INTRODUÇÃO

Durante a graduação, no curso de Engenharia Civil da UFSC, lecionam-se diferentes disciplinas que adentram a área de estruturas. Tais matérias abordam, de forma fragmentada, o dimensionamento dos diferentes elementos constituintes de um sistema estrutural. Dessa maneira, o presente trabalho visa aplicar esses conhecimentos de forma conjunta e incorporar novos conceitos necessários para elaboração de um projeto estrutural de uma residência multifamiliar.

Como evidenciado anteriormente, é objetivo deste trabalho tratar das diferentes etapas constituintes de um projeto estrutural. Para isso, o autor elaborou o projeto arquitetônico – simples e conciso – que servirá de base para as demais partes. De posse desse, será feita a concepção estrutural, dimensionamento das lajes, viga e pilare e os respectivos detalhamentos, utilizando-se ferramentas computacionais para auxiliar no desenvolvimento.

A oferta de *Softwares* voltados para a elaboração de projetos estruturais permitiu maior agilidade e facilidade na confecção desses. No entanto, caso o Engenheiro que manipule a ferramenta não detenha conhecimento acerca das etapas e processos por trás dos resultados apresentados pelo *Software*, pode oferecer risco maior à integridade das edificações e, conseqüentemente, expor o usuário a situações de perigo. É importante, então, dominar as etapas de projeto e estar atento às particularidades de cada estrutura. Desse modo, optou-se por fazer os cálculos de forma manual, com auxílio da planilha eletrônica Excel e da ferramenta de análise estrutural Ftool. Com isso, pretende-se aprimorar os conhecimentos a respeito das diferentes etapas de dimensionamento.

Para o dimensionamento, observou-se, além dos conhecimentos transmitidos nas disciplinas de Concreto Armado pelos docentes, as exigências da NBR 6118/2014 e as diretrizes obtidas nas bibliografias indicadas pelo orientador.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Com base em um projeto arquitetônico elaborado pelo autor, desenvolver um projeto estrutural de uma residência multifamiliar em concreto armado.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Elaborar o projeto estrutural de uma residência multifamiliar de cinco pavimentos, utilizando o concreto armado como sistema estrutural;
- Dimensionar lajes, pilar e viga por meio da utilização de planilhas eletrônicas Excel, *Software* de análise estrutural Ftool e *Software* de desenho Autocad;
- Detalhar os elementos dimensionados;
- Analisar a estabilidade global da estrutura;
- Consolidar os conhecimentos adquiridos no decorrer do curso e somar novos aprendizados, no que tange ao cálculo estrutural.

2 PROJETO ARQUITETÔNICO

O correto dimensionamento das estruturas é de suma importância para o adequado funcionamento dos diferentes sistemas que compõem a edificação. O sistema estrutural é formado por um conjunto de elementos que se torna o caminho pelo qual os esforços que atuam na estrutura devem percorrer até o descarregar no solo (REBELLO, 2000). De acordo com Costa (apud ALBUQUERQUE, 1998), a evolução dos processos construtivos inicia-se pela qualidade dos projetos, e entre os projetos elaborados para a construção civil, destaca-se o estrutural. Desse modo, é imprescindível o conhecimento acerca dos materiais que serão empregados e dos métodos construtivos adotados.

2.1 APRESENTAÇÃO DA EDIFICAÇÃO

O projeto arquitetônico elaborado especialmente para execução deste trabalho consiste em um edifício residencial multifamiliar, com três pavimentos tipo, um pavimento térreo e uma cobertura – Telhado de fibrocimento com duas águas. Há, ainda, a torre da caixa d'água, cuja laje está a 15 metros de altura em relação à base da edificação. Nos pavimentos tipo, há quatro apartamentos, sendo duas unidades com 91,63 m² e as outras duas com 90,95 m², todos com três quartos e dois banheiros. O pavimento térreo possui 433,20 m² e, assim como nos pavimentos tipo, há acesso por meio de elevador e escada. Já na cobertura, o acesso é apenas via escada. Os pavimentos tipos possuem pé direito estrutural de 3 metros e a arquitetura prevê a altura final das esquadrias igual a 2,50 m em relação à laje do pavimento.

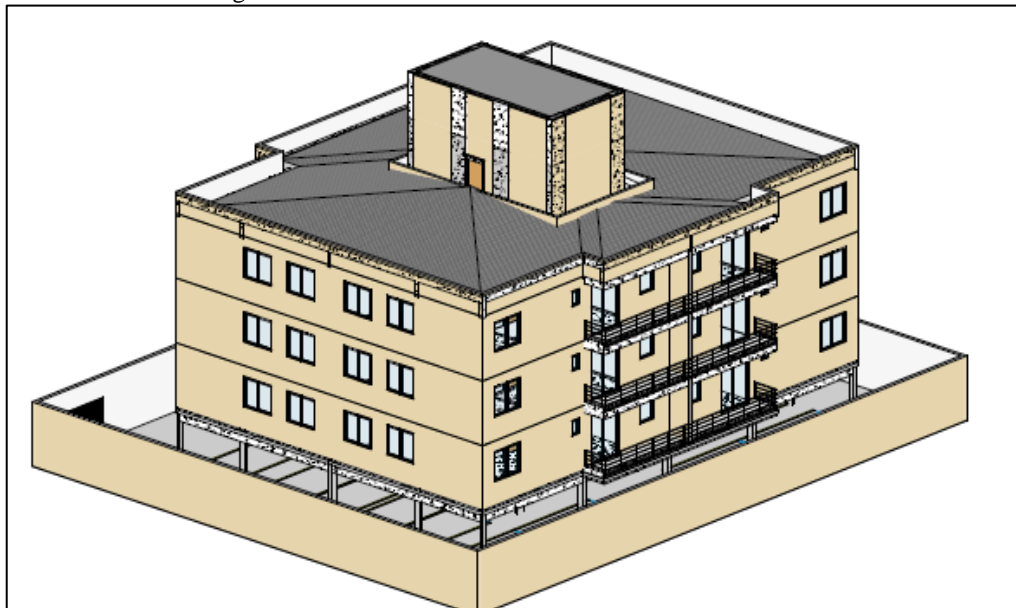
Como mencionado anteriormente, o telhado será construído com telhas de fibrocimento apoiado sobre a laje por meio de pontaletes e a torre da caixa d'água está três metros acima do nível da cobertura.

Para as paredes de vedação, utilizar-se-á tijolos de 14x19x19 cm tanto para as paredes internas quanto para as externas. Será adotada espessura de 1,5 cm, em ambos os lados, referente à camada de reboco e pintura nas faces internas e 2,5 cm nas faces externas do edifício. A argamassa utilizada para reboco e emboço será composta de cimento, areia e cal. Para o contrapiso, será empregada massa de areia e cimento, sendo prevista a espessura de 7 cm. No

tocante ao piso, instalar-se-á porcelanato Eliane Munari Cimento 59x59cm Retificado Classe "A".

O modelo 3D da estrutura, elaborado pelo autor com auxílio do *Software* Revit, está apresentada a seguir, na Figura 1. No 1)a)i)(1)(a)(i)Apêndice A - , estão as plantas dos diferentes pavimentos, assim como planta de locação e situação.

Figura 1 – Modelo 3D do edifício residencial sob análise



Fonte: Autoria própria com auxílio de *Software* Autodesk Revit.

2.2 LOCALIZAÇÃO

O presente projeto será elaborado para uma edificação a ser construída na Rua Trinta e Um de Março, nº 67 no bairro Ponte do Imaruim, na cidade de Palhoça em Santa Catarina. Localizada nas coordenadas 27°37'53.1"S 48°38'53.7"W, de acordo com o Google Maps, conforme Figura 2.

O empreendimento estará localizado próximo ao mar, a cerca de 700 m. Sabe-se, ainda, que o local no qual está localizado não é uma região industrial, A Figura 3 apresenta os entornos do terreno.

Figura 3 - Entornos do terreno



Fonte: Aatoria própria (2022)

2.3 MÉTODO CONSTRUTIVO

Para escolha do método a ser empregado, observa-se, principalmente, as necessidades do contratante (prazos, disponibilidade financeira, funcionalidade), disponibilidade de recursos (mão de obra, materiais, equipamentos) e a arquitetura projetada. Giongo (2007, p.1) aponta como principais possíveis constituintes da estrutura portante de edifícios residenciais o concreto armado, o concreto protendido, a alvenaria estrutural (armada ou não), a associação de elementos metálicos com painéis de concreto armado para lajes e fechamento em alvenaria e os elementos pré-fabricados de argamassa armada. O concreto armado apresenta-se, hodiernamente, como o mais empregado no Brasil.

Será adotado como método construtivo o concreto armado. De acordo com Carvalho e Figueredo Filho (2014, p. 21), dentre as principais vantagens da utilização desse método pode-se citar:

- Boa resistência à maioria das solicitações;
- Boa trabalhabilidade, e com isso se adapta a diferentes formas, conferindo, assim, maior liberdade ao projetista;
- Permite obter estruturas monolíticas;
- Técnicas de construção são razoavelmente dominadas em todo país;

- Material durável, desde que seja bem executado, seguindo as exigências normativas vigentes e evitando uso de aceleradores de pega, cujos produtos químicos podem corroer as armaduras;
- Durabilidade e resistência ao fogo superiores quando comparado à madeira e ao aço, desde que o revestimento e qualidade de concreto estejam de acordo com as condições do meio em que está inserida a estrutura;
- Possibilita a utilização da pré-moldagem, conferindo maior agilidade e facilidade na execução;
- É resistente a choques e vibrações, efeitos térmicos, atmosféricos e desgastes mecânicos.

Com relação às desvantagens, Carvalho e Figueredo Filho (2014, p. 21) citam as seguintes:

- Elementos de maiores dimensões quando comparados com estruturas de aço, o que, com seu peso específico elevado ($\gamma = 25\text{kN/m}^3$), acarreta em peso próprio muito grande, limitando seu uso em determinadas situações ou elevando consideravelmente o custo;
- Reformas e adaptações são, em muitos casos, de difícil execução;
- É bom condutor de calor e som, exigindo, em casos específicos, associação com outros materiais para sanar esses problemas;
- São necessários sistemas de fôrmas e utilização de escoramentos (nos casos em que não são empregados pré-moldagem) que geralmente necessitam permanecer no local até que o concreto alcance resistência adequada.

3 DECISÕES TÉCNICAS

Para elaboração do presente projeto, mostra-se necessária a tomada de decisão com relação a pontos relevantes para a concepção e dimensionamento da estrutura. A partir dos conhecimentos técnicos e com base nas prescrições normativas, determina-se os valores a serem adotados para os parâmetros essenciais.

3.1 CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

A NBR 6118:2014, no seu item 6.4.1, relaciona a agressividade do meio com as ações físicas e químicas atuantes sobre a estrutura de concreto. A norma destaca, ainda, a não dependência com relação às variações volumétricas, ações mecânicas, variações volumétricas de origem térmica, retração hidráulica, entre outras envolvidas no processo de dimensionamento. A Tabela 1, extraída da NBR 6118:2014 apresenta as classes de agressividade ambiental de acordo com o tipo de ambiente sob o qual será construído o empreendimento.

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118:2014

Com base na localização do empreendimento, exposto no item 2.2, e observando a Tabela 1, tem-se que a classe de agressividade ambiental a ser adotada será a Classe III. A

norma permite a adoção microclimas com classe de agressividade ambiental mais brandas em algumas situações – Ambientes internos secos e regiões de clima seco (umidade média relativa igual ou inferior a 65%) para partes protegidas da chuva – não será adotada a redução. Optou-se pela adoção da Classe III para todos os elementos da estrutura.

3.2 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO À COMPRESSÃO

A resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) está relacionada com resultados obtidos por meio de ensaios de compressão centrada. Com base nesses ensaios, distribui-se os dados obtidos e, por meio de inferências estatísticas, obtém-se o f_{ck} .

De acordo com a NBR 6118:2014, a resistência característica inferior é usualmente a de interesse, seu valor é inferior ao da resistência média. Para efeito da norma citada anteriormente, adota-se a resistência característica inferior como sendo equivalente ao valor que tem 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um determinado lote.

Com base nas características da região, apresentada no item 2.2, optou-se por adotar o concreto com resistência à compressão característica de 30 MPa aos 28 dias. Tal decisão teve como base a Tabela 2 apresentada abaixo, extraída da NBR 6118:2014.

Tabela 2 - Classe de agressividade ambiental e qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118:2014

3.3 RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO

Um dos critérios estabelecidos por norma que visa o aumento da durabilidade da estrutura é a relação água/cimento. Corresponde aos valores máximos de massa de água que podem ser empregados na mistura do concreto comparado com a massa de cimento a ser utilizada. Como exposto na Tabela 2, para a localidade que será elaborado o projeto, a relação água/cimento a ser adotada deve ser inferior a 0,55, tendo em vista que se trata de um local com Classe de Agressividade Ambiental III, conforme apresentado no item 3.1.

3.4 COBRIMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A fim de garantir a durabilidade da estrutura a norma estabelece cobrimentos mínimos dos elementos a serem atendidos. A principal função é a proteção da armadura contra agentes químicos e físicos que podem agir sobre a armadura. A NBR 6118:2014 estabelece, em seu item 7.4, parâmetros que devem ser seguidos com relação ao cobrimento das estruturas para garantir sua durabilidade. A Tabela 3 apresenta os cobrimentos mínimos exigidos de acordo com o elemento e classe de agressividade ambiental.

Tabela 3 - Cobrimento nominal dos elementos de acordo com NBR 6118:2014

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118:2014

A Tabela 4 apresenta os valores dos cobrimentos adotados para cada um dos elementos sob análise. Considerou-se, apenas para os pilares, um controle rigoroso da execução. Assim, aplicou-se redução de 5 mm.

Tabela 4 - Cobrimentos adotados para os elementos

Cobrimento adotado			
Laje		Viga (mm)	Pilar (mm)
Superior (mm)	Inferior (mm)		
15	35	40	35

Cobrimento adotado			
Laje		Viga (mm)	Pilar (mm)
Superior (mm)	Inferior (mm)		
15	35	40	35

Fonte: Autoria própria (2022)

3.5 INFORMAÇÕES PARA PROJETO

A estrutura da edificação deve ser concebida de modo a preservar a composição arquitetônica do empreendimento. Para isso, há pontos importantes a serem considerados para sua elaboração. Dentre eles estão a determinação do tipo de agregado, bem como seu diâmetro máximo, tempo de escoramento, diâmetro do vibrador, qualidade da mão de obra e as bitolas de aço disponíveis na região. Desse modo, elaborou-se a Tabela 5 e a abaixo.

Tabela 5 - Informações complementares para projeto

Tipo de agregado	Diâmetro máximo do agregado (mm)	Tempo de escoramento (dias)	Diâmetro do vibrador (mm)
Granítico	19	28	25

Fonte: Aatoria própria (2022)

Tabela 6 - Bitolas de aço disponíveis na região

Classe	Bitolas disponíveis (mm)	Área de aço unitária (cm²)
CA-50	6,3	0,312
CA-50	8,0	0,503
CA-50	10,0	0,785
CA-50	12,5	1,227
CA-50	16,0	2,011
CA-50	20,0	3,142
CA-60	5,0	0,196

Fonte: Aatoria própria (2022)

4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

O laço entre a ideia concebida pela parte arquitetônica do projeto e as necessidades estruturais faz-se essencial para a entrega de um objeto de qualidade. Na concepção, posiciona-se os elementos constituintes do sistema estrutural de modo a garantir a compatibilidade com os conceitos arquitetônicos desejados para a edificação sob análise, dentro das possibilidades estruturais. Logo, deve-se analisar cuidadosamente a forma mais eficiente de projetar a estrutura.

Com base nas premissas e particularidades de cada projeto, busca-se adaptar a estrutura de modo que se obtenha um conjunto seguro e com maior economicidade exequível. Para isso, o alinhamento entre a equipe técnica das diferentes disciplinas mostra-se fundamental para o sucesso deste processo. Sabe-se, no entanto, que em muitos casos não é possível obter uma solução que atenda a todas as exigências impostas.

Para Rebello (2000), a melhor estrutura não existe, mas sim a que resolve bem alguns pré-requisitos. Durante a concepção, o alinhamento citado anteriormente elegerá as prioridades de projeto a serem atendidas. Com base nisso, faz-se, então, a seleção dos elementos que farão parte do sistema responsável pela distribuição dos esforços oriundos da utilização e a concepção da estrutura.

4.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

4.1.1 Lajes

Na edificação sob estudo será adotada laje maciça. Para dimensionamento observa-se as prescrições da NBR 6118:2014. A Norma determina os valores mínimos a serem adotados, de acordo com o seu item 13.2.4.1:

- Nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:
 - a) 7 cm para cobertura não em balanço;
 - b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
 - c) 10 cm para lajes em balanço;
 - d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
 - e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
 - f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{l}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{l}{50}$ para lajes de piso contínuas;
 - g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

- No dimensionamento das lajes em balanço, os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados devem ser multiplicados por um coeficiente adicional g_n , de acordo com o indicado na sua Tabela 13.2. (ABNT NBR 6118, 2014, p.74)

Para o pré-dimensionamento das lajes, são propostos alguns critérios que consideram fatores ligados à resistência e economicidade (CEOTTO, 1985 apud GIONGO, 2007. p. 58). No que tange ao pré-dimensionamento de lajes bidirecionais, sugere-se a utilização de espessuras que correspondam a valores dentro do intervalo de $\frac{l_{0x}}{50}$ e $\frac{l_{0x}}{40}$. Para lajes unidirecionais, o intervalo passa a ser $\frac{l_{0x}}{45}$ e $\frac{l_{0x}}{35}$. Percebe-se, assim, uma maior tolerância com relação à espessura de lajes bidirecionais.

Optou-se, então, por adotar a espessura da laje como sendo o maior valor entre o mínimo previsto em norma (8 cm para lajes de piso não em balanço) e $\frac{l_{0x}}{50}$ para lajes bidirecionais ou $\frac{l_{0x}}{45}$ para lajes unidirecionais. Os valores obtidos para o pré-dimensionamento são apresentados na Tabela 7.

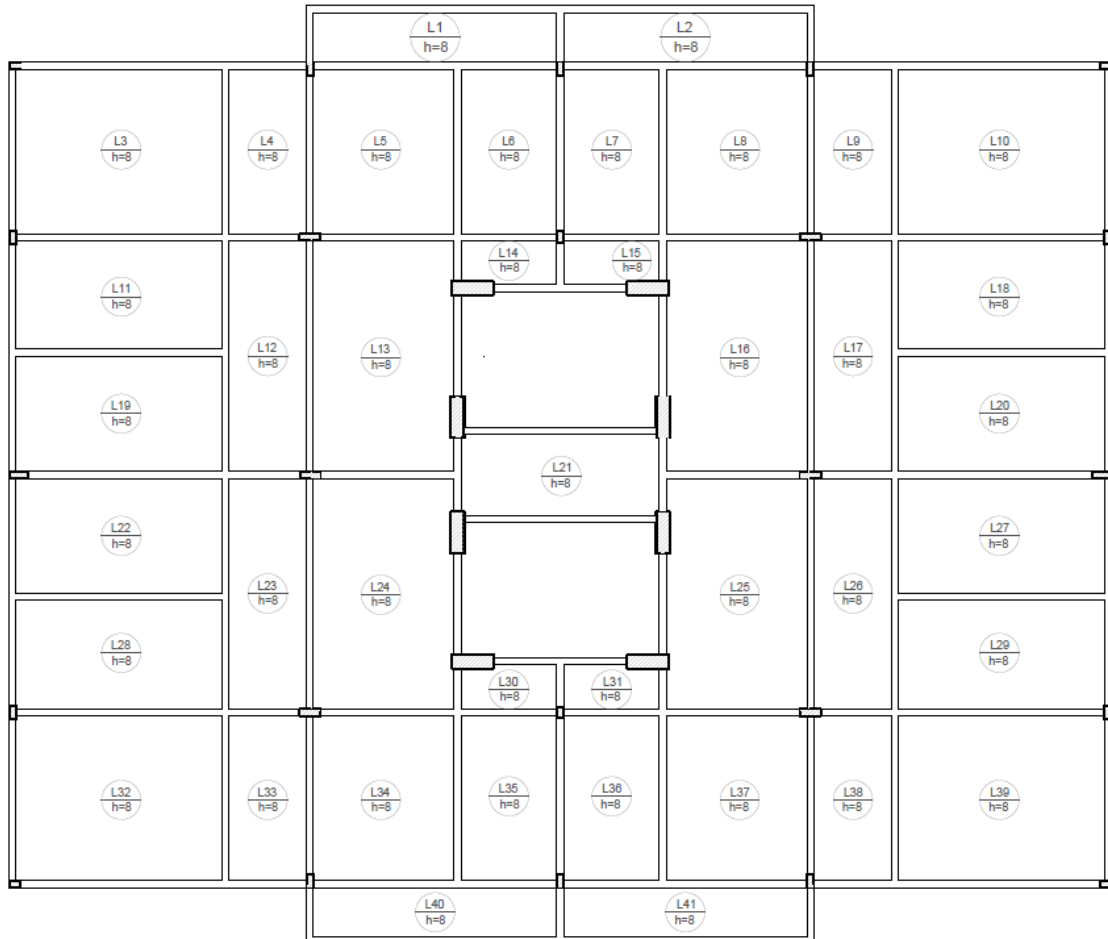
Tabela 7 - Pré-dimensionamento lajes

Pré-dimensionamento				
Laje	lx (m)	ly (m)	λ	h (cm)
1	3,48	4,36	1,25	8
2	1,59	3,48	2,19	8
3	2,95	3,48	1,18	8
4	1,98	3,48	1,76	8
5	2,25	4,36	1,94	8
6	1,59	4,90	3,08	8
7	2,95	3,95	1,34	8
8	0,85	1,98	2,33	8
9	2,40	4,36	1,82	8
10	2,95	3,48	1,18	8
11	2,35	4,46	1,90	8
12	1,69	5,00	2,96	8
13	3,05	5,00	1,64	8
14	0,95	2,08	2,19	8
15	0,95	2,08	2,19	8
16	3,05	5,00	1,64	8
17	1,69	5,00	2,96	8
18	2,35	4,46	1,90	8
19	2,50	4,46	1,78	8
20	2,50	4,46	1,78	8
21	1,75	4,30	2,46	8
22	2,50	4,46	1,78	8
23	1,69	5,00	2,96	8
24	3,05	5,00	1,64	8
25	3,05	5,00	1,64	8
26	1,69	5,00	2,96	8
27	2,50	4,46	1,78	8
28	2,35	4,46	1,90	8
29	2,35	4,46	1,90	8
30	0,95	2,08	2,19	8
31	0,95	2,08	2,19	8
32	2,95	3,48	1,18	8
33	1,98	3,48	1,76	8
34	2,25	4,36	1,94	8
35	1,59	4,90	3,08	8
36	1,59	4,90	3,08	8
37	2,25	4,36	1,94	8
38	1,98	3,48	1,76	8
39	2,95	3,48	1,18	8
40	3,48	4,36	1,25	8
41	1,59	3,48	2,19	8

Fonte: Autoria própria

A Figura 4 traz a representação das espessuras adotadas para as lajes do pavimento tipo. As plantas de formas dos demais pavimentos são apresentadas no Apêndice A.

Figura 4 - Espessuras das lajes do pavimento tipo



Fonte: Autoria própria (2022)

4.1.2 Vigas

Para a determinação inicial das dimensões da viga, observou-se, primeiramente, as imposições arquitetônicas, dentre as quais destacam-se a espessura das paredes, a altura final das esquadrias e o pé direito exigido. Tais informações foram apresentadas anteriormente no item 2.1.

Ao analisar as questões atreladas à arquitetura, optou-se por utilizar 14 cm de largura para as vigas e limitar a 50 cm sua altura de forma geral. Após dimensionamento, caso seja

necessário, essa decisão poderá ser reavaliada. Além disso, adotou-se apenas três alturas diferentes para as vigas, de modo a facilitar a execução do cimbramento.

Para o pré-dimensionamento das vigas utilizou-se as relações prescritas por Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), as quais são apresentadas a seguir, que visam a determinação das alturas iniciais das vigas. Vale ressaltar que se trata de uma estimativa não refinada, desse modo, os valores podem apresentar grandes variações ao final do dimensionamento.

$$\text{Balanços: } h_{est} = \frac{l_0}{5}$$

$$\text{Viga Biapoiada: } h_{est} = \frac{l_0}{10}$$

$$\text{Tramos Externos: } h_{est} = \frac{l_0}{10}$$

$$\text{Tramos internos: } h_{est} = \frac{l_0}{12}$$

Onde:

$l_0 \rightarrow$ Vão da viga sob análise;

$h_{est} \rightarrow$ Altura estimada da viga.

4.1.2.1 Pré dimensionamento viga 17

Viga 17 pode ser classificada como uma viga pertencente ao tramo externo. Desse modo, faz-se o pré-dimensionamento utilizando $h_{est} = \frac{l_0}{10}$.

$$l_0 = 5,00 \text{ m}$$

$$h_{est} = \frac{5}{10} = 0,50 \text{ m}$$

4.1.2.2 Pré-dimensionamento vigas do projeto

A Tabela 8 traz os valores adotados no pré-dimensionamento das vigas do projeto, vale ressaltar que, visando facilitar a execução, optou-se por adotar três alturas distintas apenas e a largura adotou-se 14 cm devido à espessura da alvenaria.

Tabela 8 - Pré-dimensionamento das vigas

Viga	Tipo	Maior vão (m)	b (cm)	h (cm)	H (cm)
1	Biapoiada	5,18	14	51,80	50
2	Externa	6,20	14	62,00	50
3	Interno	6,20	14	51,67	50
4	Interno	4,20	14	35,00	40
5	Biapoiada	4,36	14	43,60	50
6	Biapoiada	4,36	14	43,60	50
7	Interno	4,20	14	35,00	40
8	Interno	6,20	14	51,67	50
9	Interno	6,20	14	51,67	50
10	Interno	4,20	14	35,00	40
11	Biapoiada	4,36	14	43,60	50
12	Biapoiada	4,36	14	43,60	50
13	Interno	4,20	14	35,00	40
14	Interno	6,20	14	51,67	50
15	Externa	6,20	14	62,00	50
16	Biapoiada	5,18	14	51,80	50
17	Externa	5,00	14	50,00	50
18	Interno	5,00	14	41,67	40
19	Biapoiada	5,00	14	50,00	50
20	Interno	3,72	14	31,00	40
21	Externa	2,55	14	25,50	40
22	Biapoiada	2,15	14	21,50	40
23	Externa	2,55	14	25,50	40
24	Interno	3,72	14	31,00	40
25	Interno	3,70	14	30,83	40
26	Interno	3,70	14	30,83	50
27	Interno	3,72	14	31,00	40
28	Externa	2,55	14	25,50	40
29	Biapoiada	2,15	14	21,50	40
30	Externa	2,55	14	25,50	40
31	Interno	3,72	14	31,00	40
32	Biapoiada	5,00	14	50,00	50
33	Interno	5,00	14	41,67	40
34	Externa	5,00	14	50,00	50

Fonte: Autoria própria (2022)

4.1.3 Pilares

O dimensionamento das estruturas deve estar de acordo com a arquitetura desejada para o projeto. Com intuito de mitigar as possíveis interferências dos elementos estruturais sobre a concepção arquitetônica, optou-se por adotar pilares de menor dimensão igual a 14 cm, exceto

na região próxima à escada e ao elevador. Desse modo, será necessário adotar coeficiente de majoração dos esforços de acordo com os valores expostos Tabela 9 abaixo.

Tabela 9 - Valores do coeficiente de majoração de esforços solicitantes finais para pilares

<i>b</i> cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
<p>onde</p> $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$ <p><i>b</i> é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).</p> <p>NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.</p>						

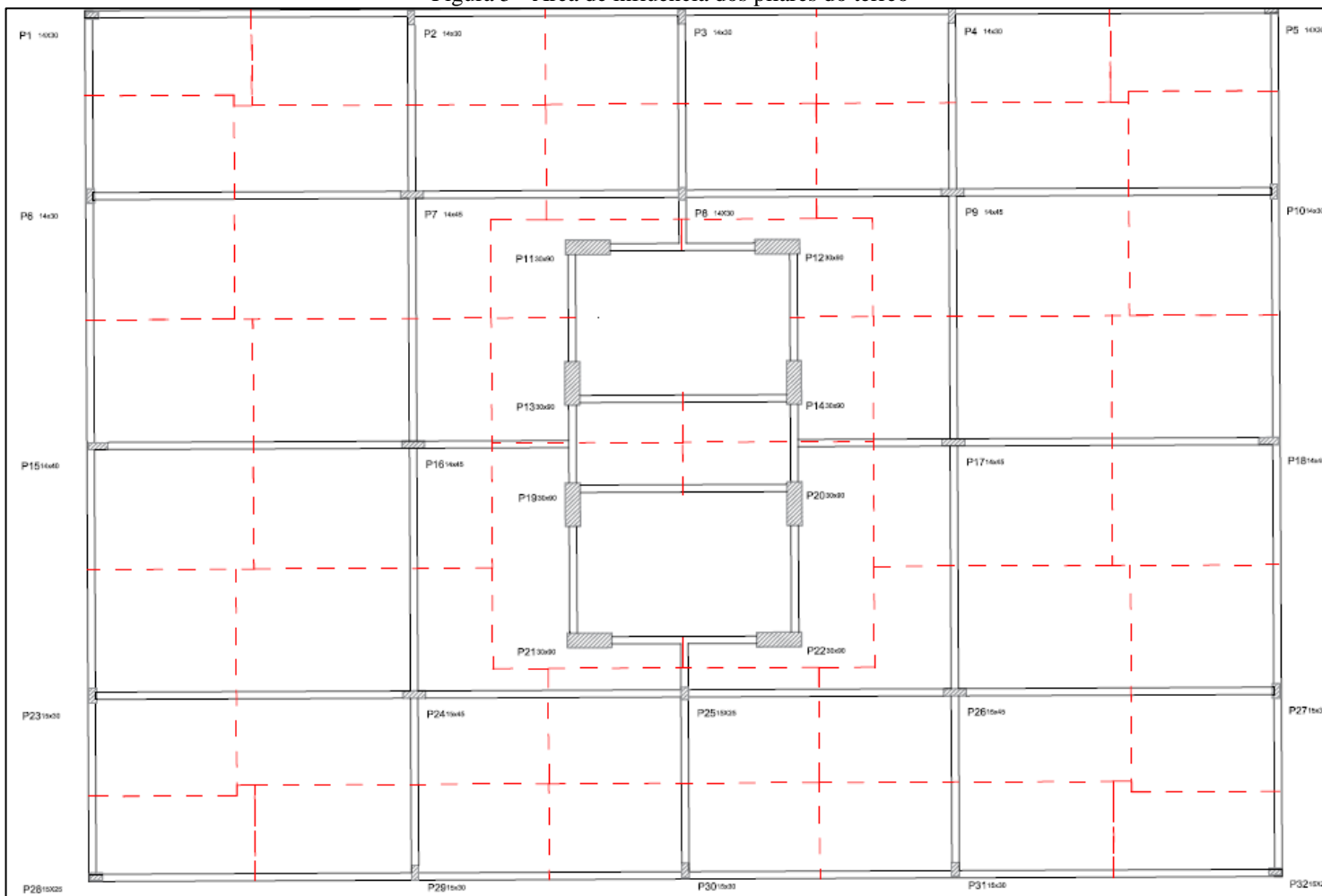
Fonte: NBR 6118:2014

Para o pré-dimensionamento, divide-se a estrutura em regiões, essas são as áreas de influência de cada pilar (PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2003, p. 5). Para obter essas áreas, utilizou-se a distância entre eixos e efetuou-se a divisão de acordo com os critérios a seguir:

- 0,45 x vão entre eixos: para pilares de extremidade e de canto, na direção da sua menor dimensão;
- 0,55 x vão entre eixos: complementares dos vãos do caso anterior;
- 0,50 x vão entre eixos: para pilares de extremidade e de canto, na direção da sua maior dimensão, e para pilares internos.

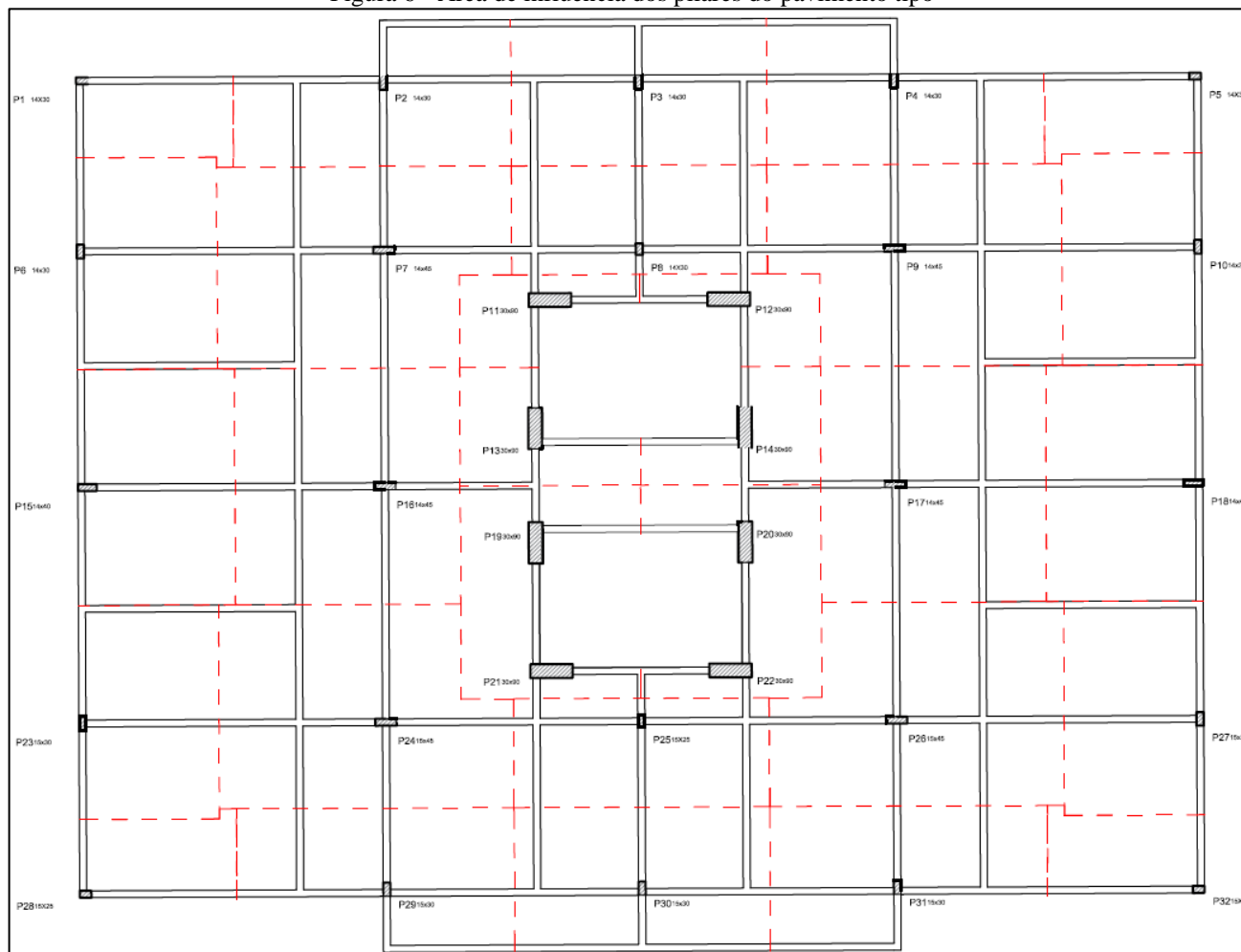
Assim, obteve-se as configurações apresentadas nas Figura 5, Figura 6, Figura 7, Figura 8 e Figura 9.

Figura 5 - Área de influência dos pilares do térreo



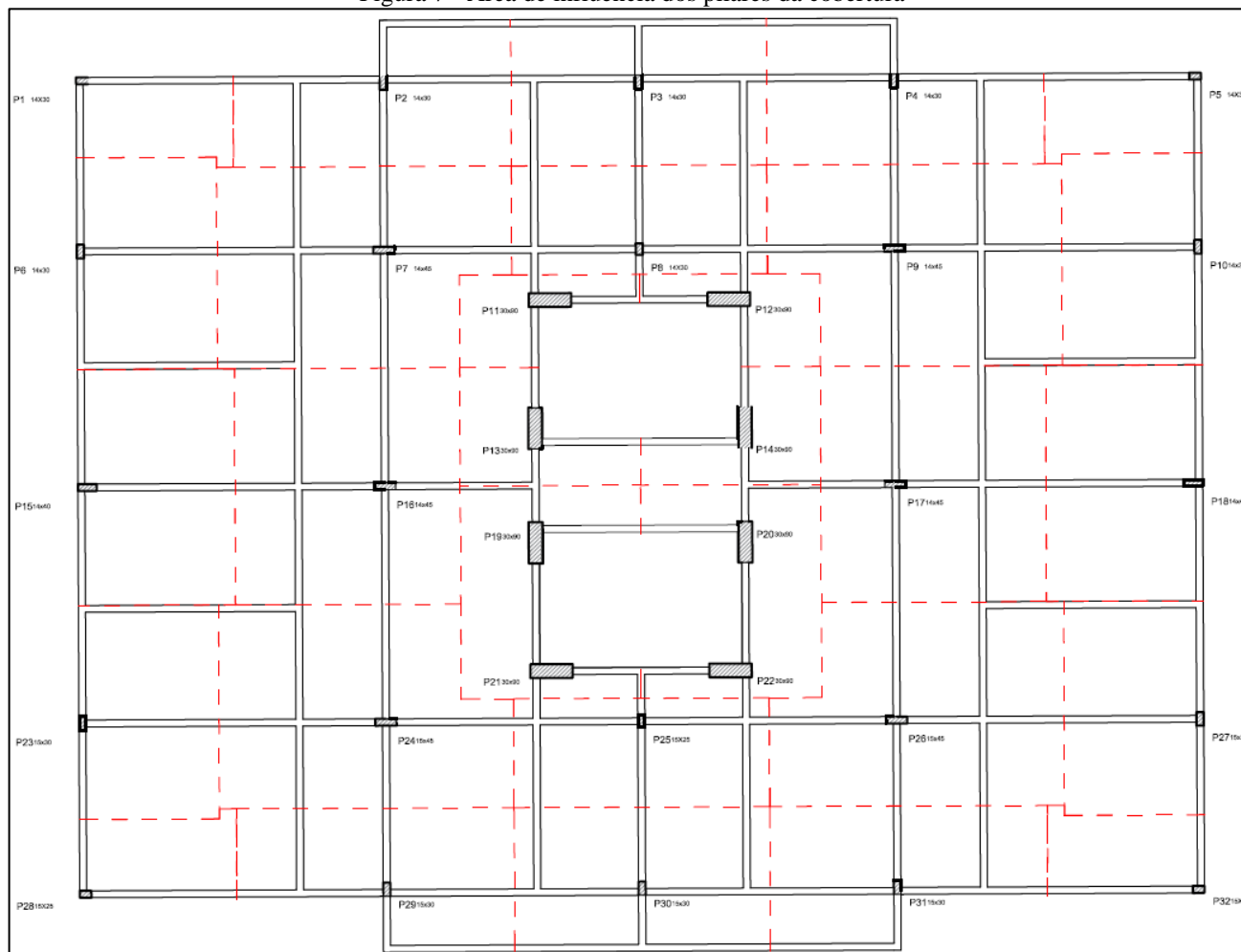
Fonte: Autoria própria com auxílio de *software* Autodesk Autocad (2022)

Figura 6 - Área de influência dos pilares do pavimento tipo



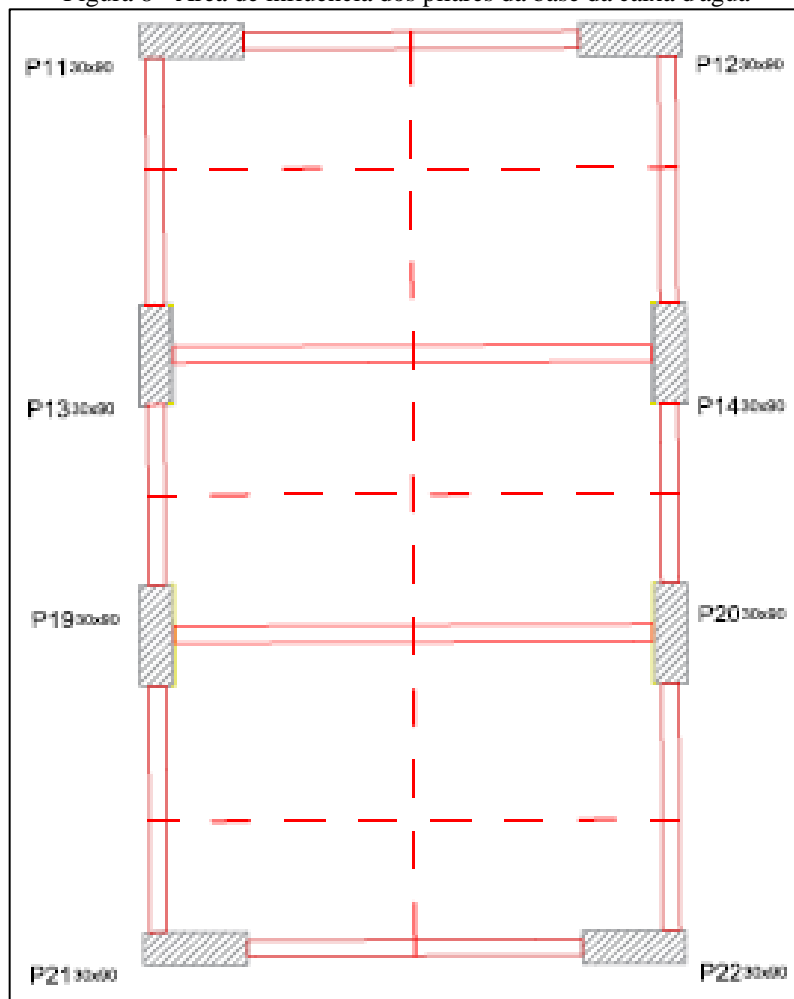
Fonte: Autoria própria com auxílio de *software* Autodesk Autocad (2022)

Figura 7 - Área de influência dos pilares da cobertura



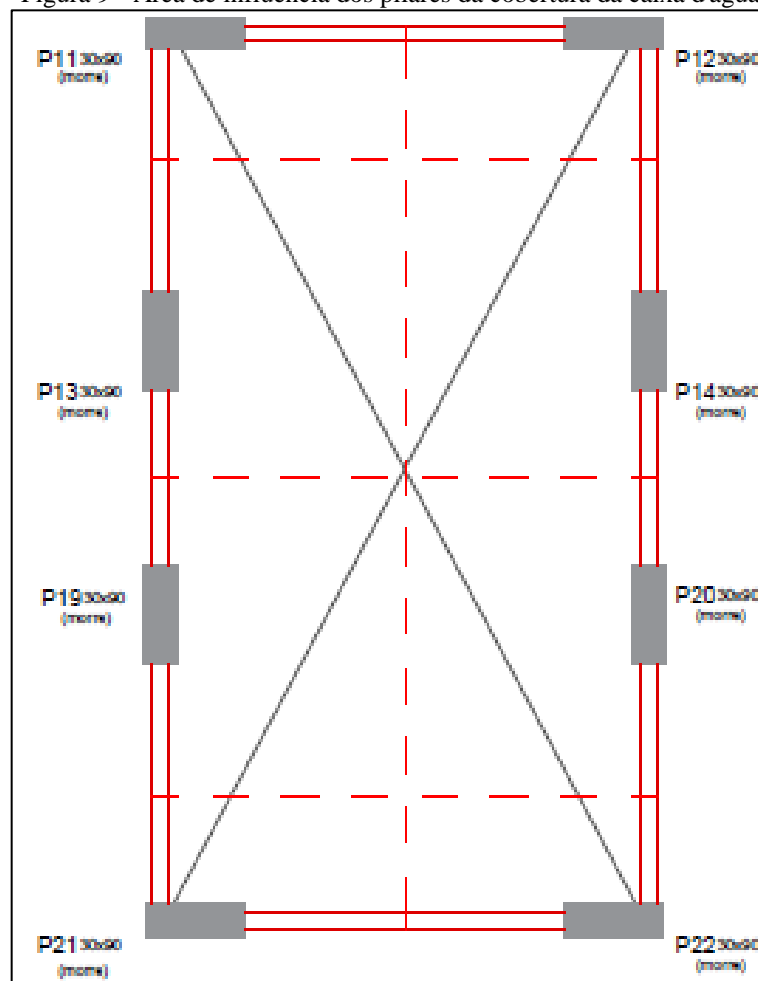
Fonte: Autoria própria com auxílio de *software* Autodesk Autocad (2022)

Figura 8 - Área de influência dos pilares da base da caixa d'água



Fonte: Autoria própria com auxílio de *software* Autodesk Autocad (2022)

Figura 9 - Área de influência dos pilares da cobertura da caixa d'água



Fonte: AAutoria própria com auxílio de *software* Autodesk Autocad (2022)

Para determinação das dimensões, adota-se o lado menor como 14 cm – para compatibilidade com a arquitetura – e calcula-se o lado maior do pilar. Para isso, utiliza-se a equação 1 e equação 2 a fim de transformar a situação real, a qual envolve momentos fletores, esforços normais e possíveis torções, em uma situação equivalente considerando somente o esforço normal (PADARATZ; PINTO; PERLIN, 2020, p. 120).

$$N_k = p * A * n \quad (1)$$

Onde:

p → Carga total estimada

A → Área de influência

n → Número de Pavimentos sobre a seção analisada

Para edifícios usuais, Padaratz, Pinto e Perlin (2020, p.120) recomendam a utilização do valor de carga total por metro quadrado estimada (p) de 12 kN/m², para os pilares da região central da edificação adotou-se 150 kN/m² devido a presença do reservatório.

De posse da força estimada atuante em um pilar, pode-se calcular o esforço equivalente.

$$N_{eq} = N_k * \alpha \quad (2)$$

O valor do coeficiente α varia conforme a posição relativa do pilar. Adota-se α igual a 2,5 para pilares de canto, para pilares de extremidade α é igual a 2,2 e 1,8 para pilares internos (PADARATZ; PINTO; PERLIN, 2020, p.120).

Estima-se, então, a área da seção necessária para suportar os esforços solicitantes equivalentes calculados anteriormente. Para tanto, utilizou-se a equação 3.

$$A_c = \frac{N_{eq}}{0,85f_{cd} + \rho\sigma_s} \quad (3)$$

Sendo:

P → Taxa de armadura;

σ_s → Tensão do aço;

f_{cd} → Resistência característica de cálculo do concreto.

A partir do valor da área de concreto necessária e da dimensão do menor lado – estabelecido com base na concepção arquitetônica – estima-se a maior dimensão do elemento, de modo que a área da seção seja maior ou igual à área calculada e respeite o valor mínimo de 360 cm² estipulados pela NBR 6118:2014. Com isso, tem-se o pré-dimensionamento dos pilares, apresentado na Tabela 10.

Tabela 10 - Pre-dimensionamento dos pilares

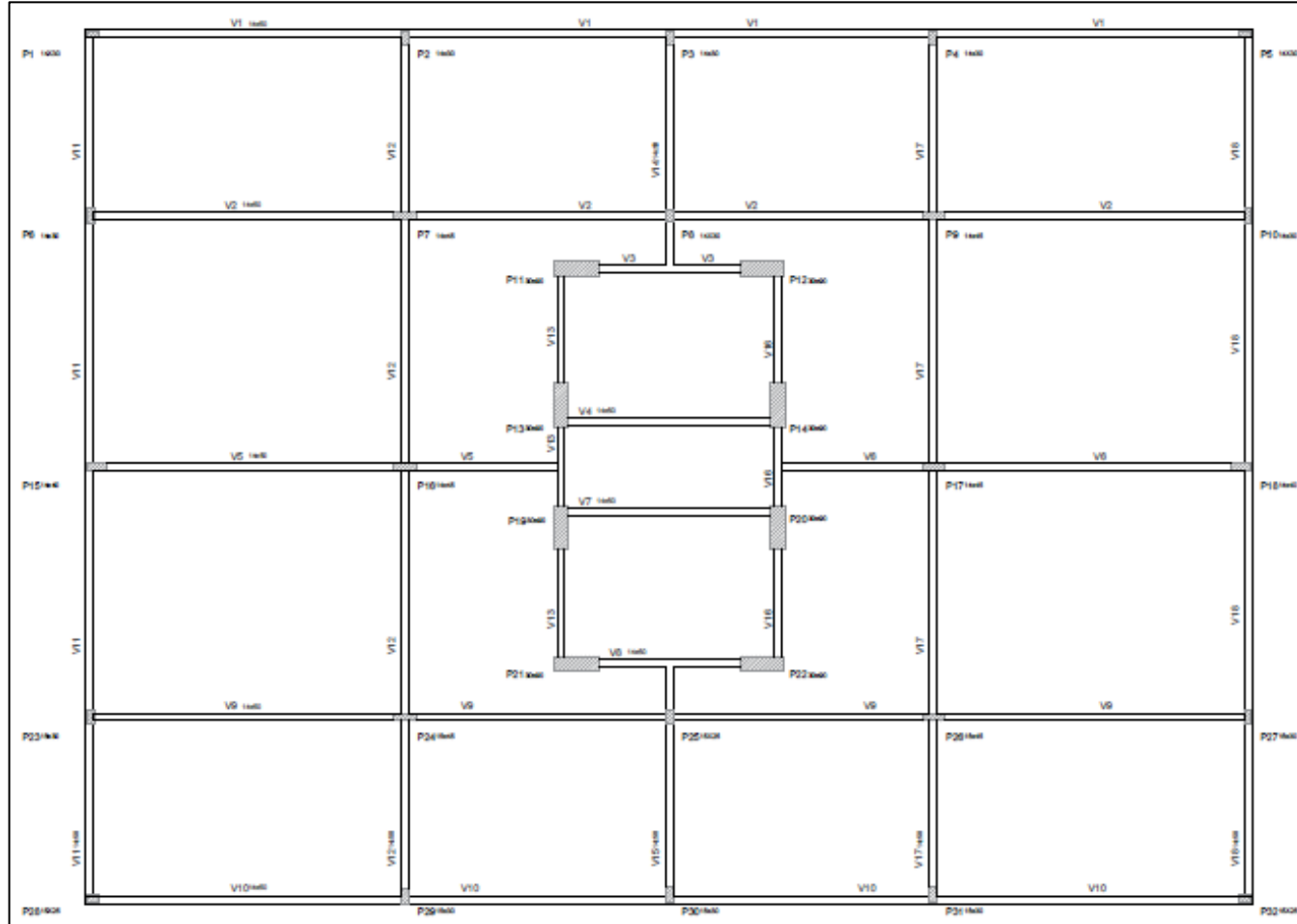
Informações			Método Perlin, Padaratz, Pinto											Adotado	
Pilar	Area de influência (m ²)	Tipo	n	p	Nk	ALPHA	fck(MPa)	Neq (kN)	ρ	σs	Ac2	b	h	b Adotado	h Adotado
1	6,24	CANTO	3	12	224,64	2,50	30	561,60	1,5%	420,00	360,00	14,00	25,71	14	30
2	15,57	INTERNO	3	12	560,52	1,80	30	1008,94	1,5%	420,00	411,57	14,00	29,40	14	30
3	17,61	INTERNO	3	12	633,96	1,80	30	1141,13	1,5%	420,00	465,50	14,00	33,25	14	30
4	15,57	INTERNO	3	12	560,52	1,80	30	1008,94	1,5%	420,00	411,57	14,00	29,40	14	30
5	6,24	CANTO	3	12	224,64	2,50	30	561,60	1,5%	420,00	360,00	14,00	25,71	14	30
6	14,09	EXTREMO	3	12	507,24	2,20	30	1115,93	1,5%	420,00	455,22	14,00	32,52	14	30
7	25,29	INTERNO	3	12	910,44	1,80	30	1638,79	1,5%	420,00	668,50	14,00	47,75	14	45
8	12,89	INTERNO	3	12	464,04	1,80	30	835,27	1,5%	420,00	360,00	14,00	25,71	14	30
9	25,29	INTERNO	3	12	910,44	1,80	30	1638,79	1,5%	420,00	668,50	14,00	47,75	14	45
10	14,09	EXTREMO	3	12	507,24	2,20	30	1115,93	1,5%	420,00	455,22	14,00	32,52	14	30
11	4,97	INTERNO	3	150	2236,50	1,80	30	4025,70	1,5%	420,00	1642,19	30,00	54,74	30	90
12	4,97	INTERNO	3	150	2236,50	1,80	30	4025,70	1,5%	420,00	1642,19	30,00	54,74	30	90
13	6,49	INTERNO	3	150	2920,50	1,80	30	5256,90	1,5%	420,00	2144,42	30,00	71,48	30	90
14	6,49	INTERNO	3	150	2920,50	1,80	30	5256,90	1,5%	420,00	2144,42	30,00	71,48	30	90
15	17,57	EXTREMO	3	12	632,52	2,20	30	1391,54	1,5%	420,00	567,65	14,00	40,55	14	40
16	24,65	INTERNO	3	12	887,40	1,80	30	1597,32	1,5%	420,00	651,59	14,00	46,54	14	45
17	24,65	INTERNO	3	12	887,40	1,80	30	1597,32	1,5%	420,00	651,59	14,00	46,54	14	45
18	17,57	EXTREMO	3	12	632,52	2,20	30	1391,54	1,5%	420,00	567,65	14,00	40,55	14	40

Fonte: Autoria própria (2022)

4.2 CONFIGURAÇÃO DA ESTRUTURA

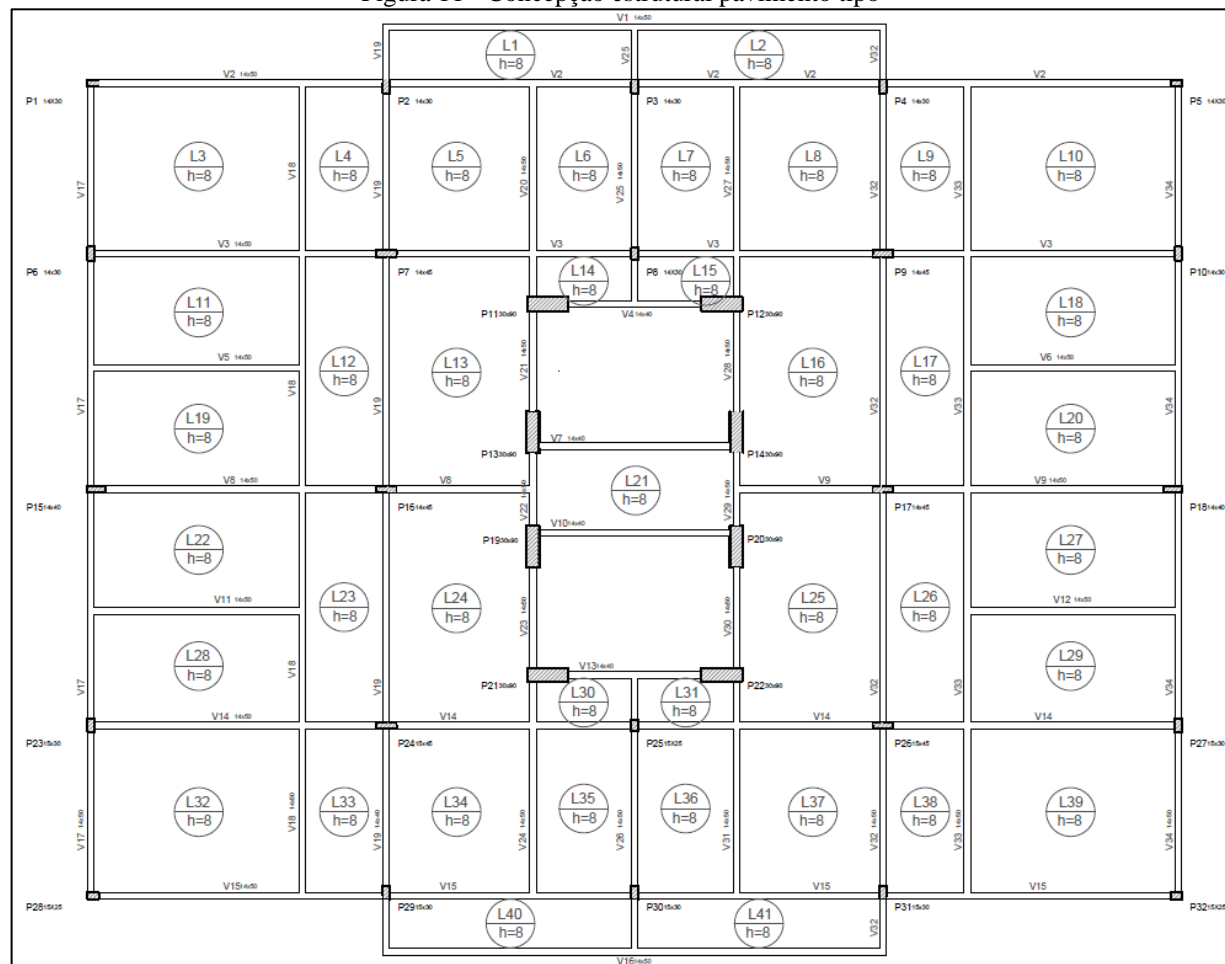
A partir dos dados apresentados anteriormente, pôde-se elaborar a configuração abaixo, apresentado nas Figuras Figura 10, Figura 11, Figura 12, Figura 13 e Figura 14. Para o pavimento térreo, não serão executadas lajes, adotar-se-á contrapiso armado.

Figura 10 - Concepção estrutural pavimento térreo



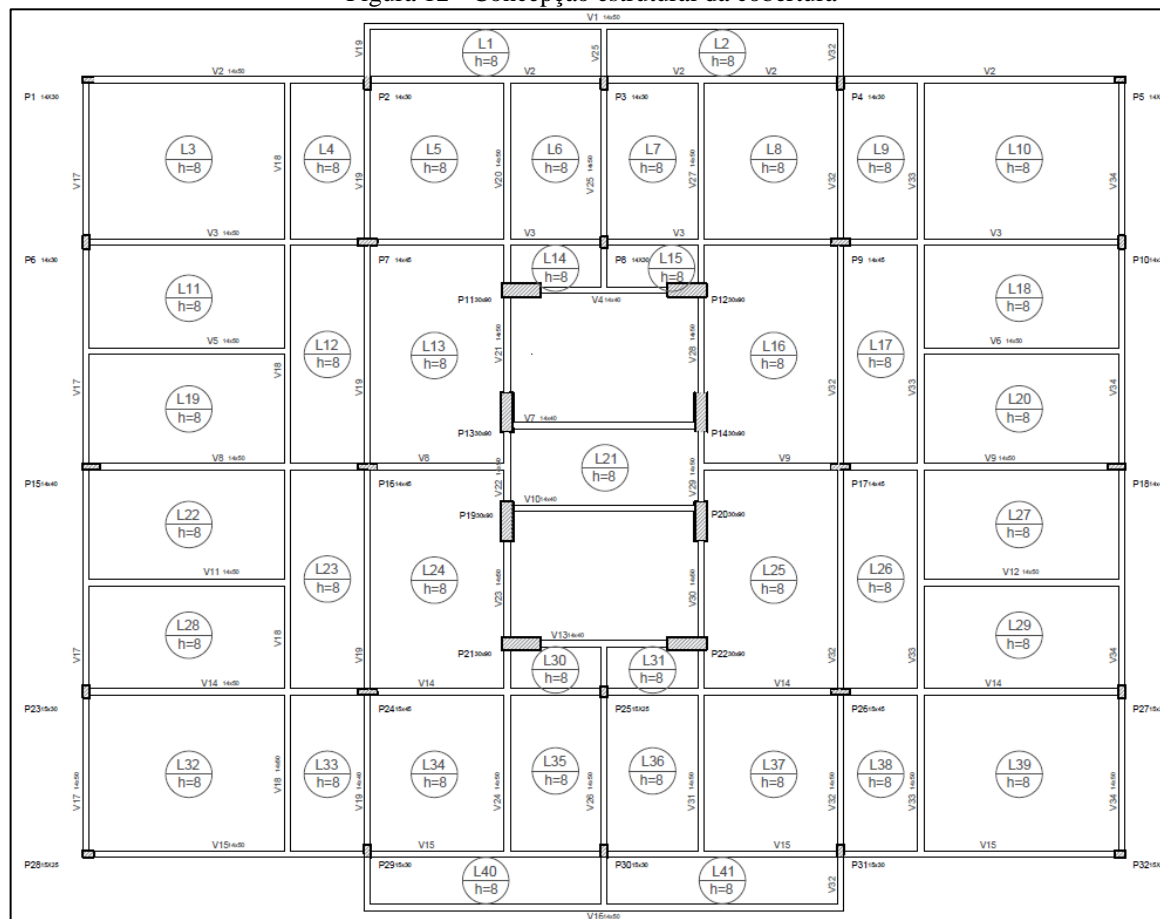
Fonte: Autoria própria com auxílio de *Software Autodesk Autocad*

Figura 11 - Concepção estrutural pavimento tipo



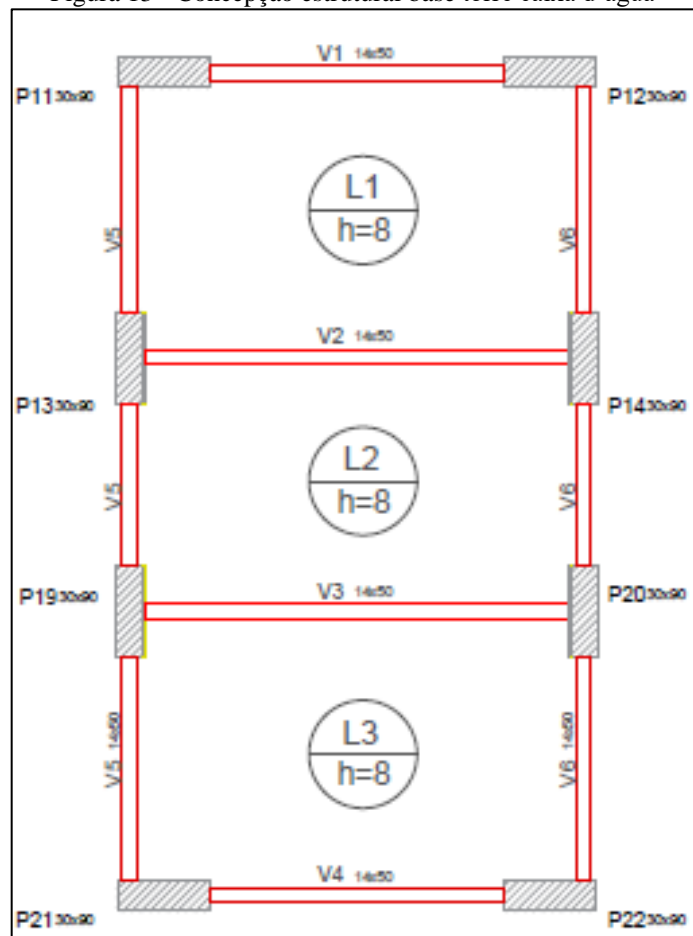
Fonte: Autoria própria com auxílio de *Software Autodesk Autocad*

Figura 12 - Concepção estrutural da cobertura



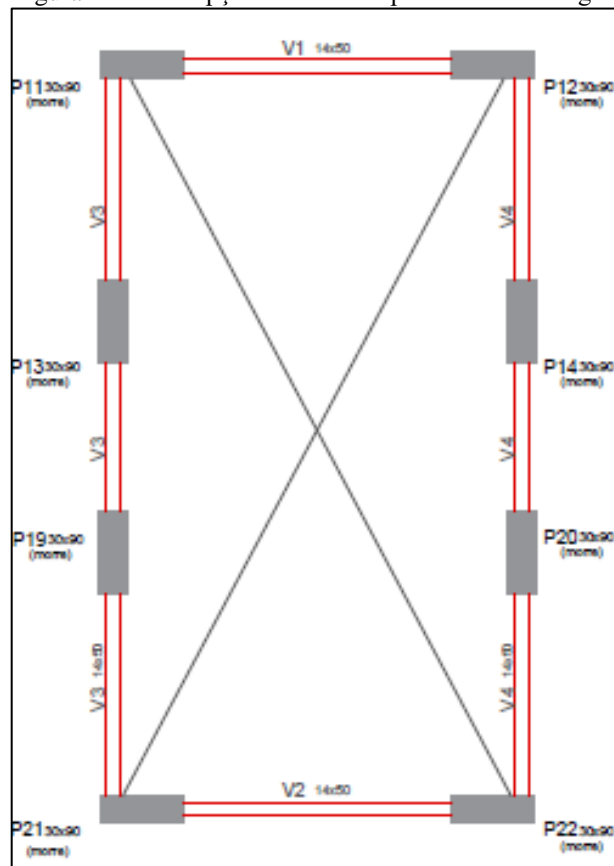
Fonte: Autoria própria com auxílio de *Software Autodesk Autocad*

Figura 13 - Concepção estrutural base torre caixa d'água



Fonte: Autoria própria com auxílio de *Software* Autodesk Autocad

Figura 14 - Concepção estrutural topo torre caixa d'água



Fonte: Autoria própria com auxílio de *Software* Autodesk Autocad

5 LAJES

As lajes são estruturas usualmente de superfície plana, sob a qual atuam forças normais. Os esforços gerados pela ação delas é distribuído para os apoios.

5.1 CONSIDERAÇÕES PARA PROJETO

Tendo em vista a simetria da edificação, optou-se por adotar equivalência entre lajes. As lajes calculadas foram as lajes 1, 3, 4, 5, 6, 9, 11, 12, 13, 14, 19 e 21. A Tabela 11 apresenta as equivalências entre lajes.

Tabela 11 - Lajes equivalentes

Laje	Laje equivalente
1	1
2	1
3	3
4	4
5	5
6	6
7	6
8	5
9	4
10	3
11	11
12	12
13	13
14	14
15	14
16	13
17	12
18	11
19	19
20	19
21	21
22	19
23	12
24	13
25	13
26	12
27	19
28	11
29	11
30	14
31	14
32	3
33	4
34	5
35	6
36	6
37	5
38	4
39	3
40	1
41	1

Fonte: Autoria própria (2022)

5.2 DADOS DAS LAJES

Para análise neste trabalho, serão verificadas onze lajes que caracterizam toda a estrutura do pavimento tipo, conforme apresentado na Tabela 11 com as lajes equivalentes. Os dados e suas características estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Dados das lajes sob análise

Laje	Espessura (m)	Menor vão (m)	Maior Vão (m)	Largura apoio 1 menor vão (m)	Largura apoio 2 menor vão (m)	Largura apoio 1 maior vão (m)	Largura apoio 2 maior vão (m)	Menor vão apoio 1 (m)	Menor vão apoio 2 (m)	Maior vão apoio 1 (m)	Maior vão apoio 2 (m)
1	0,08	1,07	5,28	0,14	0,14	0,14	0,14	V1	V2	V1	V2
3	0,08	3,58	4,46	0,14	0,14	0,14	0,14	V2	V3	V2	V3
4	0,08	1,69	3,58	0,14	0,14	0,14	0,14	V18	V20	V18	V20
5	0,08	3,05	3,58	0,14	0,14	0,14	0,14	V20	V22	V20	V22
6	0,08	2,08	3,58	0,14	0,14	0,14	0,14	V22	V28	V22	V28
11	0,08	2,35	4,46	0,14	0,14	0,14	0,14	V3	V5	V3	V5
12	0,08	1,69	5,00	0,14	0,14	0,14	0,14	V18	V20	V18	V20
13	0,08	3,05	5,00	0,14	0,14	0,14	0,14	V20	V23	V20	V23
14	0,08	0,95	2,08	0,14	0,14	0,14	0,14	V3	V4	V3	V4
19	0,08	2,50	4,46	0,14	0,14	0,14	0,14	V5	V8	V5	V8
21	0,08	1,75	4,30	0,14	0,14	0,14	0,14	V7	V10	V7	V10

Fonte: Autoria própria (2022)

5.3 VÃOS EFETIVOS

De acordo com o item 14.7.2.2 da NBR 6118:2014, nos casos em que os apoios possam ser considerados suficientemente rígidos em relação à translação vertical, calcula-se o vão efetivo por meio da Equação 4.

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (4)$$

Onde:

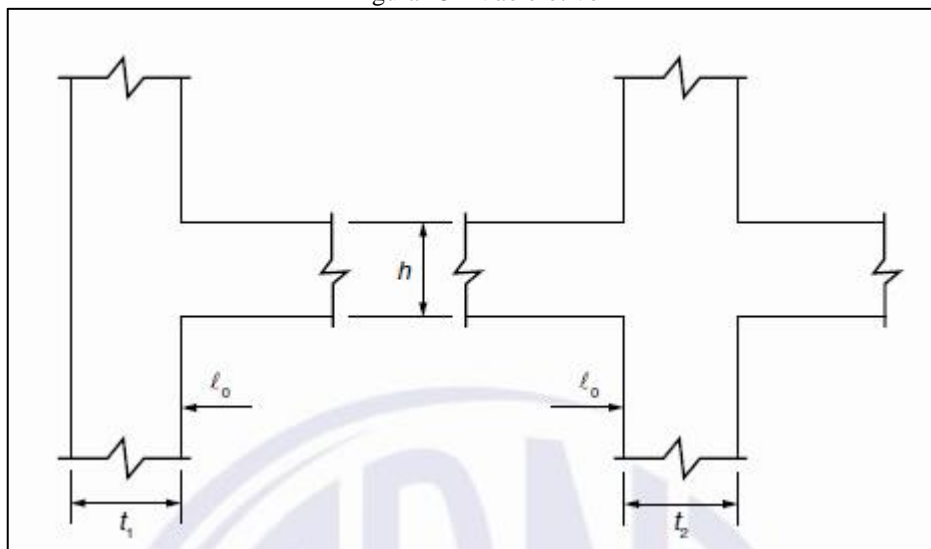
l_0 → Vão da laje entre início dos apoios;

Sendo:

$$a_1 \text{ e } a_2 \leq \begin{cases} t_i/2 \\ 0,3 * h \end{cases}$$

Com base na Figura 15, extraída da NBR 6118:2014, pode-se inferir que t_i trata-se da espessura do apoio.

Figura 15 - Vão efetivo



Fonte: NBR 6118:2014

5.3.1 Exemplo vão efetivo

Cálculo para laje 3:

$$t_1 = 0,14 \text{ m}$$

$$t_2 = 0,14 \text{ m}$$

$$h = 0,08 \text{ m}$$

$$a_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,14/2 \\ 0,3 * 0,08 \end{array} \right\} = 0,024 \text{ m}$$

$$a_2 \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,14/2 \\ 0,3 * 0,08 \end{array} \right\} = 0,024 \text{ m}$$

Cálculo para laje 4:

$$t_1 = 0,14 \text{ m}$$

$$t_2 = 0,14 \text{ m}$$

$$h = 0,08 \text{ m}$$

$$a_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,14/2 \\ 0,3 * 0,08 \end{array} \right\} = 0,024 \text{ m}$$

$$a_2 \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,14/2 \\ 0,3 * 0,08 \end{array} \right\} = 0,024 \text{ m}$$

Analisando as informações expostas anteriormente, elaborou-se a Tabela 13 para determinação dos vãos efetivos.

Tabela 13 - Vãos efetivos

Laje	Menor vão (m)	Maior vão	t1x / 2 (m)	t2x / 2 (m)	t1y / 2 (m)	t2y / 2 (m)	0,3 x h (m)	Vão menor efetivo (m)	Vão maior efetivo (m)
1	1,07	5,28	0,07	0,07	0,07	0,07	0,024	1,12	5,33
3	3,58	4,46	0,07	0,07	0,07	0,07	0,024	3,63	4,51
4	1,69	3,58	0,07	0,07	0,07	0,07	0,024	1,74	3,63
5	3,05	3,58	0,07	0,07	0,07	0,07	0,024	3,10	3,63
6	2,08	3,58	0,07	0,07	0,07	0,07	0,024	2,13	3,63
11	2,35	4,46	0,07	0,07	0,07	0,07	0,024	2,40	4,51
12	1,69	5,00	0,07	0,07	0,07	0,07	0,024	1,74	5,05
13	3,05	5,00	0,07	0,07	0,07	0,07	0,024	3,10	5,05
14	0,95	2,08	0,07	0,07	0,07	0,07	0,024	1,00	2,13
19	2,50	4,46	0,07	0,07	0,07	0,07	0,024	2,55	4,51
21	1,75	4,30	0,07	0,07	0,07	0,07	0,024	1,80	4,35

Fonte: Autoria própria (2022)

5.4 CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO SENTIDO DA ARMAÇÃO

As lajes podem ser armadas em uma direção ou em duas direções. Deve-se observar a relação entre o menor vão (l_{0x}) e o maior vão (l_{0y}). Se $\frac{l_{0y}}{l_{0x}}$ for maior que 2, então admite-se que a laje será armada apenas na direção do menor vão, caso seja menor que 2, deve-se armar nas duas direções.

Com relação às nomenclaturas, lajes armadas em apenas uma direção são chamadas de unidirecionais, já as armadas em duas são ditas bidirecionais.

5.4.1 Exemplo classificação

Cálculo para laje 3:

$$l_x = 3,63$$

$$l_y = 4,51$$

$$\frac{l_{0y}}{l_{0x}} = \frac{4,51}{3,63} = 1,24 \therefore \text{Bidirecional}$$

Cálculo para laje 4:

$$l_{0x} = 1,69$$

$$l_{0y} = 3,58$$

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,63}{1,74} = 2,09 \therefore \text{Unidirecional}$$

5.4.2 Classificação das lajes

A Tabela 14 apresenta a classificação de cada uma das lajes sob análise de acordo com os critérios apresentados anteriormente.

Tabela 14 - Classificação das lajes quando a armação

Laje	Maior vão (m)	Menor vão (m)	ly/lx	Classificação
1	5,33	1,12	4,77	Unidirecional
3	4,51	3,63	1,24	Bidirecional
4	3,63	1,74	2,09	Unidirecional
5	3,63	3,10	1,17	Bidirecional
6	3,63	2,13	1,70	Bidirecional
11	4,51	2,40	1,88	Bidirecional
12	5,05	1,74	2,90	Unidirecional
13	5,05	3,10	1,63	Bidirecional
14	2,13	1,00	2,13	Unidirecional
19	4,51	2,55	1,77	Bidirecional
21	4,35	1,80	2,42	Unidirecional

Fonte: Autoria própria (2022)

5.5 TIPOS DE VINCULAÇÃO

Com relação às vinculações dos bordos das lajes, pode-se identificar, principalmente, três tipos distintos: bordo apoiado, bordo engastado ou bordo livre (PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2003, p. 11.3). Nos bordos livres há deslocamentos verticais. Dessa maneira, optou-

se por compor a estrutura de modo a não utilizar elementos com essa característica, conforme observado na Figura 11.

No que tange à geometria das lajes, decidiu-se trabalhar com lajes retangulares. Tal escolha visa facilitar o dimensionamento, pois já existem diversas tabelas que facilitam as próximas etapas do processo, dentre elas destacam-se as desenvolvidas por Marcus, Bares e Czerny (PERLIN; PINTO; PADARATZ, 2020, p. 31). Para utilizar as tabelas, deve-se observar o tipo de bordos e verificar em qual dos casos, exemplificados pela Figura 16, a laje sob análise se enquadra.

A observação do tipo das condições de apoio é de suma importância para utilização das tabelas citadas anteriormente e, conseqüentemente, para o cálculo e disposição das armaduras. Assim, faz-se a verificação dos apoios das lajes, de modo a classificá-los em uma das três categorias distintas apresentadas anteriormente (livre, apoiado ou engastado). Como já mencionado, não foram adotadas lajes com bordos livres na estrutura. Para determinação, então, observou-se os critérios apresentados por Padaratz, Perlin e Pinto (2020).

Considera-se como bordos simplesmente apoiados os apoios das lajes sobre vigas perimetrais de concreto. Nos bordos intermediários há a possibilidade de engastamento. Para isso, é necessário observar alguns critérios:

Caso haja desnível entre as lajes:

- O desnível deve ser menor do que a espessura da laje de referência e a largura da viga deve ser maior que a espessura das duas lajes adjacentes;
- Caso não sejam atendidos os critérios citados anteriormente, mas seja necessário o engaste, a largura da viga deve ser superior à espessura de ambas as lajes;
- A laje de referência não pode ser engastada na laje rebaixada.

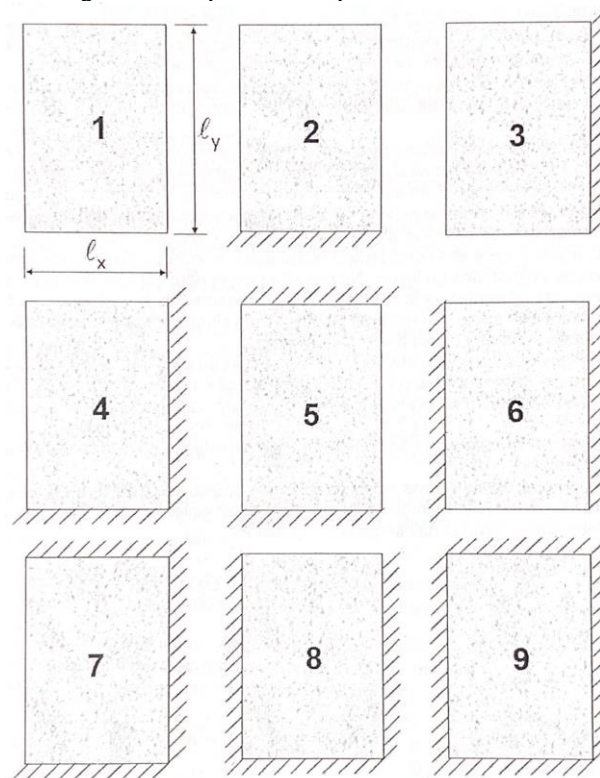
A espessura da laje adjacente a uma laje de espessura h deve ser maior ou igual a $h - 2$;

Ao longo do apoio deve ter pelo menos $2/3$ de seu comprimento com continuidade entre lajes vizinhas;

A laje adjacente deve possuir vão com ao menos $2/3$ do vão da laje considerada;

Os carregamentos das lajes devem ser semelhantes.

Figura 16 - Tipos de caso para utilizar as tabelas.



Fonte: PERLIN; PINTO; PADARATZ, 2020, p.32.

5.5.1 Exemplo de verificação das condições de apoio

Condições de apoio laje 3:

Lajes adjacentes: 4 e 11.

Caso haja desnível entre as lajes:

Desnível < Espessura da laje de referência → OK

Largura viga > Espessura das duas lajes adjacentes → OK

Laje de referência não pode ser engastada na laje rebaixada → OK

Espessura da laje adjacente a uma laje de espessura h deve ser maior ou igual a $h - 2$

→ OK

Ao longo do apoio deve ter pelo menos $2/3$ de seu comprimento com continuidade entre lajes vizinhas → OK

A laje adjacente deve possuir vão com ao menos $2/3$ do vão da laje considerada:

Verificação de engaste com laje 4:

$$\text{Vão laje 3} = 4,51 \text{ m}$$

$$\text{Vão laje 4} = 1,74 \text{ m}$$

$$\frac{2}{3} * \text{vão da laje 3} = \frac{2 * 4,51}{3} = 3,01 \text{ m}$$

$$\text{Vão laje 4} = 1,74 \text{ m} < 3,01 \text{ m}$$

\therefore Não satisfaz

Verificação de engaste com laje 11:

$$\text{Vão laje 3} = 3,63 \text{ m}$$

$$\text{Vão laje 11} = 2,40 \text{ m}$$

$$\frac{2}{3} * \text{vão da laje 3} = \frac{2 * 3,63}{3} = 2,42 \text{ m}$$

$$\text{Vão laje 11} = 2,40 \text{ m} < 2,42 \text{ m}$$

\therefore Não satisfaz

Condições de apoio laje 4:

Lajes adjacentes: 3, 5 e 12.

Caso haja desnível entre as lajes:

Desnível < Espessura da laje de referência \rightarrow OK

Largura viga > Espessura das duas lajes adjacentes \rightarrow OK

Laje de referência não pode ser engastada na laje rebaixada \rightarrow OK

Espessura da laje adjacente a uma laje de espessura h deve ser maior ou igual a $h - 2$
 \rightarrow OK

Ao longo do apoio deve ter pelo menos $2/3$ de seu comprimento com continuidade entre lajes vizinhas \rightarrow OK

A laje adjacente deve possuir vão com ao menos $2/3$ do vão da laje considerada:

Verificação de engaste com laje 3:

$$\text{Vão laje 4} = 1,74 \text{ m}$$

$$\text{Vão laje 3} = 4,51 \text{ m}$$

$$\frac{2}{3} * \text{vão da laje 4} = \frac{2 * 1,74}{3} = 1,16 \text{ m}$$

$$\text{Vão laje 3} = 4,51 \text{ m} > 1,61 \text{ m}$$

∴ Satisfaz

Verificação de engaste com laje 5:

$$\text{Vão laje 4} = 1,74 \text{ m}$$

$$\text{Vão laje 5} = 3,10 \text{ m}$$

$$\frac{2}{3} * \text{vão da laje 4} = \frac{2 * 1,74}{3} = 1,16 \text{ m}$$

$$\text{Vão laje 5} = 3,10 \text{ m} > 1,61 \text{ m}$$

∴ Satisfaz

Verificação de engaste com laje 12:

$$\text{Vão laje 4} = 3,63 \text{ m}$$

$$\text{Vão laje 12} = 5,05 \text{ m}$$

$$\frac{2}{3} * \text{vão da laje 4} = \frac{2 * 3,63}{3} = 2,42 \text{ m}$$

$$\text{Vão laje 12} = 5,05 \text{ m} > 2,42 \text{ m}$$

∴ Satisfaz

Portanto, tem-se que a laje 3 não pode ser engastada nas lajes adjacentes. Já a laje 4 pode ser engastada nas lajes 3, 5 e 12.

5.5.2 Verificação da condição de apoio das lajes

Com base nos critérios apresentados anteriormente e nos casos apresentados na Figura 16, verificou-se as possibilidades de engastamento de cada uma das lajes sob estudo e fez-se a compilação dos dados na Tabela 15.

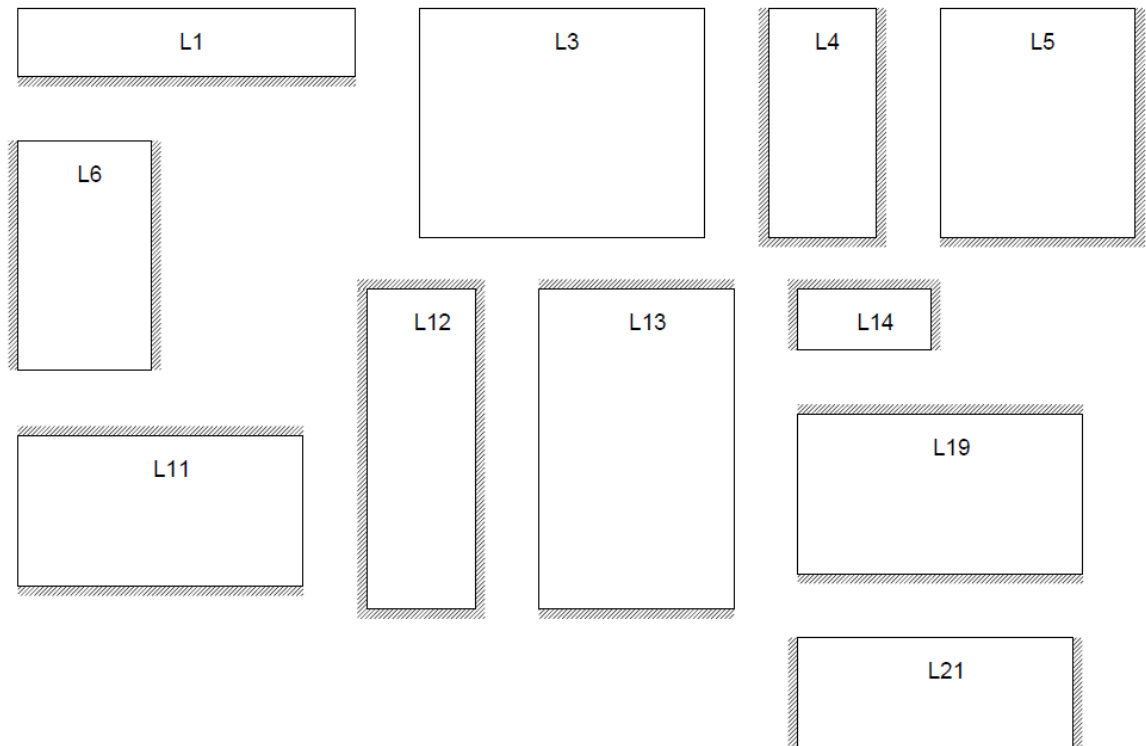
Tabela 15 - Condições de apoio nas lajes sob análise

Laje	Espessura (cm)	Laje Adjacente	Lajes nas quais se pode engastar	Caso
1	8	5 e 6	5 e 6	3
3	8	4 e 11	-	1
4	8	3, 5 e 12	3, 5 e 12	8
5	8	1, 4, 6 e 13	6 e 13	4
6	8	1, 5, 7 e 14	5 e 7	6
11	8	3, 12 e 19	3 e 19	6
12	8	4, 11, 13, 19 e 23	4, 11, 13, 19 e 23	9
13	8	5, 12, 14, 21 e 24	5 e 24	2
14	8	6, 13 e 15	6, 13 e 15	7
19	8	11, 12 e 22	11 e 22	6
21	8	13, 16, 24 e 25	13, 16, 24 e 25	5

Fonte: Autoria própria (2022)

A Figura 17 a seguir ilustra as condições de apoio de cada uma das lajes sob análise.

Figura 17 - Condições de apoio para as lajes sob análise



Fonte: Autoria própria (2022)

5.6 CARGAS ATUANTES

A fim de determinar os carregamentos que atuarão sobre as lajes, observa-se a finalidade para a qual serão utilizados os respectivos elementos. Além disso, analisa-se os demais materiais que serão alocados sobre as lajes como: tipo de cerâmica, espessura de contrapiso, presença de paredes e existência de revestimento inferior da laje. De posse dessas informações, emprega-se os valores fornecidos pela NBR 6120:2019 e pelos fabricantes de cada material quando necessário.

5.6.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes atuantes em uma edificação são usualmente compostas pelo peso próprio da estrutura, revestimentos – contrapiso, cerâmica e reboco, principalmente – e paredes. A Tabela 16 abaixo, retirada da NBR 6120:2019, traz valores de peso específico

aparente para diferentes materiais que podem ser utilizados na construção da edificação. Além dessa fonte, a ficha técnica disponibilizada pelos fornecedores pode embasar os cálculos que envolvam tais elementos, os quais usualmente agem de forma permanente nas estruturas. Desse modo, contribuem para a parcela de cargas permanentes atuantes.

Tabela 16 - Peso específico aparente dos elementos de acordo com a NBR6120:2019.

Materiais		Peso específico aparente (kN/m ³)
1 Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos silico-calcáreos	20
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
4 Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10
5 Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
6 Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26

Fonte: ABNT NBR6120:2019

Dentre as cargas permanentes nas lajes sob estudo estão:

Peso próprio das lajes → 25kN/m³

Reboco inferior (argamassa de cal, cimento e areia) → 19kN/m³

Contrapiso (Argamassa de cimento e areia) $\rightarrow 21\text{kN/m}^3$

Revestimento $\rightarrow 23\text{kN/m}^3$

Para obter a carga atuante por área, multiplica-se o peso específico aparente pela espessura dos respectivos elementos de acordo com a Equação 5 abaixo.

$$g = \gamma_{ap} * h \quad (5)$$

5.6.1.1 Cálculo da carga permanente

Laje 3:

Peso próprio das lajes $\rightarrow 25\text{kN/m}^3$

Reboco inferior $\rightarrow 19\text{kN/m}^3$

Contrapiso $\rightarrow 21\text{kN/m}^3$

Revestimento $\rightarrow 23\text{kN/m}^3$

$$g_{pp} = 25 * 0,08 = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{Reb,inf} = 19 * 0,015 = 0,285 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{Contrapiso} = 21 * 0,07 = 1,47 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{Revestimento} = 23 * 0,015 = 0,345 \text{ kN/m}^2$$

$$g = g_{pp} + g_{Reb,inf} + g_{Contrapiso} + g_{Revestimento}$$

$$g = 2 + 0,85 + 1,47 + 0,345 = 4,10 \text{ kN}$$

Laje 4:

Peso próprio das lajes $\rightarrow 25\text{kN/m}^3$

Reboco inferior $\rightarrow 19\text{kN/m}^3$

Contrapiso $\rightarrow 21\text{kN/m}^3$

Revestimento $\rightarrow 23\text{kN/m}^3$

$$g_{pp} = 25 * 0,08 = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{Reb,inf} = 19 * 0,015 = 0,285 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{Contrapiso} = 21 * 0,07 = 1,47 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{Revestimento} = 23 * 0,015 = 0,345 \text{ kN/m}^2$$

$$g = g_{pp} + g_{Reb,inf} + g_{Contrapiso} + g_{Revestimento}$$

$$g = 2 + 0,85 + 1,47 + 0,345 = 4,10 \text{ kN}$$

A Tabela 17 traz os valores calculados das cargas permanentes atuantes nas lajes.

Tabela 17 - Cargas permanentes atuantes nas lajes sob análise

Laje	Elemento	Peso específico aparente (kN/m ²)	Espessura (m)	Carga (kN/m ²)
1	Peso próprio das lajes	25	0,080	2,000
	Reboco inferior	19	0,015	0,285
	Contrapiso	21	0,070	1,470
	Revestimento	23	0,015	0,345
	Carga Permanente Total			
3	Peso próprio das lajes	25	0,080	2,000
	Reboco inferior	19	0,015	0,285
	Contrapiso	21	0,070	1,470
	Revestimento	23	0,015	0,345
	Carga Permanente Total			
4	Peso próprio das lajes	25	0,080	2,000
	Reboco inferior	19	0,015	0,285
	Contrapiso	21	0,070	1,470
	Revestimento	23	0,015	0,345
	Carga Permanente Total			
5	Peso próprio das lajes	25	0,080	2,000
	Reboco inferior	19	0,015	0,285
	Contrapiso	21	0,070	1,470
	Revestimento	23	0,015	0,345
	Carga Permanente Total			
6	Peso próprio das lajes	25	0,080	2,000
	Reboco inferior	19	0,015	0,285
	Contrapiso	21	0,070	1,470
	Revestimento	23	0,015	0,345
	Carga Permanente Total			
11	Peso próprio das lajes	25	0,080	2,000
	Reboco inferior	19	0,015	0,285
	Contrapiso	21	0,070	1,470
	Revestimento	23	0,015	0,345
	Carga Permanente Total			
12	Peso próprio das lajes	25	0,080	2,000
	Reboco inferior	19	0,015	0,285
	Contrapiso	21	0,070	1,470
	Revestimento	23	0,015	0,345
	Carga Permanente Total			
13	Peso próprio das lajes	25	0,080	2,000
	Reboco inferior	19	0,015	0,285
	Contrapiso	21	0,070	1,470
	Revestimento	23	0,015	0,345
	Carga Permanente Total			
14	Peso próprio das lajes	25	0,080	2,000
	Reboco inferior	19	0,015	0,285
	Contrapiso	21	0,070	1,470
	Revestimento	23	0,015	0,345
	Carga Permanente Total			
19	Peso próprio das lajes	25	0,080	2,000
	Reboco inferior	19	0,015	0,285
	Contrapiso	21	0,070	1,470
	Revestimento	23	0,015	0,345
	Carga Permanente Total			
21	Peso próprio das lajes	25	0,080	2,000
	Reboco inferior	19	0,015	0,285
	Contrapiso	21	0,070	1,470
	Revestimento	23	0,015	0,345
	Carga Permanente Total			

Fonte: Autoria própria (2022)

5.6.2 Cargas acidentais

É necessário considerar, ainda, cargas acidentais atuantes sobre a estrutura. As solicitações estão associadas às questões relacionadas ao uso da estrutura: fluxo de pessoas, mobiliário, efeito de vento, variação de temperatura, frenagem, impactos na estrutura, dentre outros (PERLIN; PINTO; PADARATZ, 2020, p. 27). Para obtenção desses esforços, deve-se observar a finalidade da respectiva laje sob análise para determinação da carga a se considerar no dimensionamento. O edifício a ser dimensionado é essencialmente residencial, desse modo predominarão os locais contidos na classificação enumerada como 11 (edifícios residenciais), de acordo com o exposto na Tabela 18 e Tabela 19.

Tabela 18 - Carga acidental de acordo com a finalidade

Local		Carga uniformemente distribuída kN/m ²	Carga concentrada kN
Cozinhas não residenciais ^a	Validar caso a caso, respeitando o valor mínimo indicado nesta Tabela	3	—
	Câmara fria	5	—
Depósitos de uso geral ^a As cargas devem ser validadas caso a caso, porém com os valores mínimos indicados nesta Tabela.	Validar caso a caso, respeitando o valor mínimo indicado nesta Tabela	7,5 kN/m ² até 2,5 m de altura de estoque + 3 kN/m ² por metro de altura de estoque excedente ^p	q
	Locais sujeitos ao acúmulo de mercadorias, incluindo zonas de acesso Materiais de armazenagem (ver 6.9) Supermercados (ver item nesta Tabela)	7,5	q
Edifícios residenciais	Dormitórios	1,5	—
	Sala, copa, cozinha	1,5	—
	Sanitários	1,5	—
	Dispensa, área de serviço e lavanderia	2	—
	Quadras esportivas	5 ^a	—
	Salão de festas, salão de jogos	3 ^a	—
	Áreas de uso comum	3 ^a	—
	Academia	3 ^a	—
	Forro acessíveis apenas para manutenção e sem estoque de materiais	0,1 ^{a,r}	—
	Sótão	2 ^a	—
	Corredores dentro de unidades autônomas	1,5	—
	Corredores de uso comum	3	—
	Depósitos	3	—
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		
Jardins (ver item nesta Tabela)			

Fonte: Tabela 10 ABNT NBR6120:2019

Tabela 19 - Carga acidental de acordo com a finalidade (continuação)

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

Fonte: Tabela 10 ABNT NBR6120:2019

5.6.2.1 Cálculo da carga acidental

Sabe-se que a sobre a laje 3 está previsto um dormitório e sobre a laje 4 um banheiro. Assim, tem-se que a carga acidental é de 1,5 kN/m² para ambas as lajes.

Com base nos dados fornecidos pela NBR 6120:2019, elaborou-se a Tabela 20 apresentada a seguir.

Tabela 20 - Cargas acidentais atuantes nas lajes

Laje	Uso	Carga acidental (kN/m ²)
1	Sacada	1,5
3	Dormitório	1,5
4	Banheiro	1,5
5	Sala	1,5
6	Cozinha/Área de serviço	2,0
11	Dormitório	1,5
12	Banheiro	1,5
13	Sala	1,5
14	Cozinha	1,5
19	Dormitório	1,5
21	Corredor	3,0

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7 ESTADO LIMITE ÚLTIMO – FLEXÃO

Para o cálculo no Estado Limite Último (ELU), utiliza-se a Equação 6 para determinação do carregamento total distribuído na laje.

$$p = \gamma_f(g + q) \quad (6)$$

Com base na equação apresentada anteriormente, foi feito o cálculo para a laje 3 e laje 4, conforme apresentado a seguir.

Laje 3:

$$g \rightarrow 4,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q \rightarrow 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$p = 1,4 * (4,1 + 1,5) = 7,84 \text{ kN/m}^2$$

Laje 4:

$$g \rightarrow 4,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q \rightarrow 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$p = 1,4 * (4,1 + 1,5) = 7,84 \text{ kN/m}^2$$

5.7.1.1 Momentos máximos de cálculo

5.7.1.1.1 Laje bidirecional

Para cálculo dos momentos fletores e das flechas de lajes bidirecionais, será adotada a Teoria da Elasticidade, a qual considera as características dos elementos sob cargas de serviço e concreto íntegro (PERLIN; PINTO; PADARATZ, 2020, p. 29).

Utiliza-se a tabela desenvolvida por BARES e transcritas por CARVALHO e FIGUEREDO FILHO (2014) para auxiliar na determinação dos momentos máximos em lajes retangulares carregadas de modo uniforme. A Tabela 21, Tabela 22 e Tabela 23 apresentam os valores de μ_x , μ_y , μ_x' e μ_y' utilizados nas equações 7 a 10 para determinação dos momentos fletores máximos atuantes.

Tabela 21 - Coeficientes para determinação dos momentos máximos atuantes

λ	Caso 1		Caso 2			Caso 3		
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	μ_y'	μ_x	μ_x'	μ_y
1,00	4,41	4,41	3,07	3,94	8,52	3,94	8,52	3,07
1,05	4,80	4,45	3,42	3,78	8,79	4,19	8,91	2,84
1,10	5,18	4,49	3,77	3,90	9,18	4,43	9,30	2,76
1,15	5,56	4,49	4,14	3,97	9,53	4,64	9,63	2,68
1,20	5,90	4,48	4,51	4,05	9,88	4,85	9,95	2,59
1,25	6,27	4,45	4,88	4,10	10,16	5,03	10,22	2,51
1,30	6,60	4,42	5,25	4,15	10,41	5,20	10,48	2,42
1,35	6,93	4,37	5,60	4,18	10,64	5,36	10,71	2,34
1,40	7,25	4,33	5,95	4,21	10,86	5,51	10,92	2,25
1,45	7,55	4,30	6,27	4,19	11,05	5,64	11,10	2,19

Fonte: Carvalho e Figueredo Filho (2014).

Tabela 7 - Continuação

λ	Caso 1		Caso 2			Caso 3		
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	μ_z	μ_x	μ_z	μ_y
1,50	7,86	4,25	6,60	4,18	11,23	5,77	11,27	2,12
1,55	8,12	4,20	6,90	4,17	11,39	5,87	11,42	2,04
1,60	8,34	3,14	7,21	4,14	11,55	5,98	11,55	1,95
1,65	8,62	4,07	7,42	4,12	11,67	6,07	11,67	1,87
1,70	8,86	4,00	7,62	4,09	11,79	6,16	11,80	1,79
1,75	9,06	3,96	7,66	4,05	11,88	6,24	11,92	1,74
1,80	9,27	3,91	7,69	3,99	11,96	6,31	12,04	1,68
1,85	9,45	3,83	8,22	3,97	12,03	6,38	12,14	1,64
1,90	9,63	3,75	8,74	3,94	12,14	6,43	12,24	1,59
1,95	9,77	3,71	8,97	3,88	12,17	6,47	12,29	1,54
2,00	10,00	3,64	9,18	3,80	12,20	6,51	12,34	1,48
∞	12,57	3,77	9,18	3,80	12,20	7,61	12,76	1,48

Fonte: Carvalho e Figueredo Filho (2014)

Tabela 22 - Coeficientes para determinação dos momentos máximos atuantes

λ	Caso 4				Caso 5			Caso 6		
	μ_x	μ_z	μ_y	μ_z	μ_x	μ_y	μ_z	μ_x	μ_z	μ_y
1,00	2,81	6,99	2,81	6,99	2,15	3,17	6,99	3,17	6,99	2,15
1,05	3,05	7,43	2,81	7,18	2,47	3,32	7,43	3,29	7,20	2,07
1,10	3,30	7,87	2,81	7,36	2,78	3,47	7,87	3,42	7,41	1,99
1,15	3,53	8,28	2,80	7,50	3,08	3,58	8,26	3,52	7,56	1,89
1,20	3,76	8,69	2,79	7,63	3,38	3,70	8,65	3,63	7,70	1,80
1,25	3,96	9,03	2,74	7,72	3,79	3,80	9,03	3,71	7,82	1,74
1,30	4,16	9,37	2,69	7,81	4,15	3,90	9,33	3,79	7,93	1,67
1,35	4,33	9,65	2,65	7,88	4,50	3,96	9,69	3,84	8,02	1,59
1,40	4,51	9,93	2,60	7,94	4,85	4,03	10,00	3,90	8,11	1,52
1,45	4,66	10,41	2,54	8,00	5,19	4,09	10,25	3,94	8,13	1,45
1,50	4,81	10,62	2,47	8,06	5,53	4,14	10,49	3,99	8,15	1,38

Fonte: Carvalho e Figueredo Filho (2014)

Tabela 22 - Continuação

λ	Caso 4				Caso 5			Caso 6		
	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y
1,55	4,93	10,82	2,39	8,09	5,86	4,16	10,70	4,03	8,20	1,34
1,60	5,06	10,99	2,31	8,12	6,18	4,17	10,91	4,06	8,25	1,28
1,65	5,16	11,16	2,24	8,14	6,48	4,14	11,08	4,09	8,28	1,23
1,70	5,27	11,30	2,16	8,15	6,81	4,12	11,24	4,12	8,30	1,18
1,75	5,36	11,43	2,11	8,16	7,11	4,12	11,39	4,14	8,31	1,15
1,80	5,45	11,55	2,04	8,17	7,41	4,10	11,43	4,15	8,32	1,11
1,85	5,53	11,57	1,99	8,17	7,68	4,08	11,65	4,16	8,33	1,08
1,90	5,60	11,67	1,93	8,18	7,95	4,04	11,77	4,17	8,33	1,04
1,95	5,67	11,78	1,91	8,19	8,21	3,99	11,83	4,17	8,33	1,01
2,00	5,74	11,89	1,88	8,20	8,47	3,92	11,88	4,18	8,33	0,97
∞	7,06	12,50	1,95	8,20	12,58	4,13	11,88	4,18	8,33	0,97

Fonte: Carvalho e Figueredo Filho (2014)

Tabela 23 - Coeficientes para determinação dos momentos máximos atuantes

λ	Caso 7				Caso 8				Caso 9			
	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y
1,00	2,13	5,46	2,60	6,17	2,60	6,17	2,13	5,46	2,11	5,15	2,11	5,15
1,05	2,38	5,98	2,66	6,46	2,78	6,47	2,09	5,56	2,31	5,50	2,10	5,29
1,10	2,63	6,50	2,71	6,75	2,95	6,76	2,04	5,65	2,50	5,85	2,09	5,43
1,15	2,87	7,11	2,75	6,97	3,09	6,99	1,98	5,70	2,73	6,14	2,06	5,51
1,20	3,11	7,72	2,78	7,19	3,23	7,22	1,92	5,75	2,94	6,43	2,02	5,59
1,25	3,43	8,81	2,79	7,36	3,34	7,40	1,85	5,75	3,04	6,67	1,97	5,64
1,30	3,56	8,59	2,77	7,51	3,46	7,57	1,78	5,76	3,13	6,90	1,91	5,68
1,35	3,76	8,74	2,74	7,63	3,55	7,70	1,72	5,75	3,25	7,09	1,86	5,69
1,40	3,96	8,88	2,71	7,74	3,64	7,82	1,64	5,74	3,38	7,28	1,81	5,70
1,45	4,15	9,16	2,67	7,83	3,71	7,91	1,59	5,73	3,48	7,43	1,73	5,71
1,50	4,32	9,44	2,63	7,91	3,78	8,00	1,53	5,72	3,58	7,57	1,66	5,72
1,55	4,48	9,68	2,60	7,98	3,84	8,07	1,47	5,69	3,66	7,68	1,60	5,72

Fonte: Carvalho e Figueredo Filho (2014)

Tabela 23 - Continuação

λ	Caso 7				Caso 8				Caso 9			
	μ_x	μ_x^-	μ_y	μ_y^-	μ_x	μ_x^-	μ_y	μ_y^-	μ_x	μ_x^-	μ_y	μ_y^-
1,60	4,63	9,91	2,55	8,02	3,89	8,14	1,42	5,66	3,73	7,79	1,54	5,72
1,65	4,78	10,13	2,50	8,03	3,94	8,20	1,37	5,62	3,80	7,88	1,47	5,72
1,70	4,92	10,34	2,45	8,10	3,98	8,25	1,32	5,58	3,86	7,97	1,40	5,72
1,75	5,04	10,53	2,39	8,13	4,01	8,30	1,27	5,56	3,91	8,05	1,36	5,72
1,80	5,17	10,71	2,32	8,17	4,04	8,34	1,20	5,54	3,95	8,12	1,32	5,72
1,85	5,26	10,88	2,27	8,16	4,07	8,38	1,17	5,55	3,98	8,18	1,26	5,72
1,90	5,36	11,04	2,22	8,14	4,10	8,42	1,14	5,56	4,01	8,24	1,21	5,72
1,95	5,45	11,20	2,14	8,13	4,11	8,45	1,11	5,60	4,04	8,29	1,19	5,72
2,00	5,55	11,35	2,07	8,12	4,13	8,47	1,08	5,64	4,07	8,33	1,16	5,72
∞	7,07	12,50	2,05	8,12	4,18	8,33	1,09	5,64	4,19	8,33	1,17	5,72

Fonte: Carvalho e Figueredo Filho (2014)

$$M_x = \mu_x \frac{pl_x^2}{100} \quad (7)$$

$$M_y = \mu_y \frac{pl_x^2}{100} \quad (8)$$

$$M_x^- = \mu_x^- \frac{pl_x^2}{100} \quad (9)$$

$$M_y^- = \mu_y^- \frac{pl_x^2}{100} \quad (10)$$

Onde:

μ → coeficiente para cálculo do momento máximo retirados da Tabela 21, Tabela 22, Tabela 23;

p → carregamento uniformemente distribuído atuante sobre a placa (Equação 6);

l_x → vão menor da placa

Cálculo para laje 3:Caso 1 | $l_x=3,63$ | $\lambda= 1,24256$ $p \rightarrow 5,6 \text{ kN/m}^2$ Carga majorada $\rightarrow 5,6 * 1,4 = 7,84$

$$\mu_x \rightarrow \frac{6,27-5,90}{1,25-1,20} * (1,24256 - 1,25) + 6,27 = 6,21$$

$$\mu_x^- \rightarrow 0$$

$$\mu_y \rightarrow \frac{4,45-4,48}{1,25-1,20} * (1,24256 - 1,25) + 4,45 = 4,454$$

$$\mu_y^- \rightarrow 0$$

$$M_x = \mu_x \frac{pl_x^2}{100} = 6,21 * \frac{7,84 * 3,63^2}{100} = 6,41 \text{ kNm/m}$$

$$M_x^- = 0$$

$$M_y = \mu_y \frac{pl_x^2}{100} = 4,454 * \frac{7,84 * 3,63^2}{100} = 4,59 \text{ kNm/m}$$

$$M_y^- = 0$$

Com auxílio das tabelas apresentadas anteriormente e das equações fornecidas, montou-se a Tabela 24, apresentada a seguir, na qual constam os valores dos momentos máximos atuantes nas lajes bidirecionais sob análise.

Tabela 24 - Momentos fletores máximos nas lajes bidirecionais no ELU

Laje	Caso	Carga p (kN/m ²)	Vão (m)	Coefficiente U _x	Coefficiente U _x -	Coefficiente U _y	Coefficiente U _y -	Momento positivo menor vão (kNm/m)	Momento negativo menor vão (kNm/m)	Momento positivo maior vão (kNm/m)	Momento negativo maior vão (kNm/m)
3	1	7,84	3,63	6,21	0,00	4,45	0,00	6,413	0,000	4,597	0,000
5	4	7,84	3,10	3,63	8,45	2,80	7,55	3,743	8,723	2,885	5,685
6	6	8,54	2,13	4,12	8,30	1,18	0,00	4,254	8,566	1,215	0,000
11	6	7,84	2,40	4,17	8,33	1,06	0,00	4,299	8,596	1,090	0,000
13	2	7,84	3,10	7,33	0,00	4,13	11,62	7,568	0,000	4,260	8,744
19	6	7,84	2,55	4,14	8,31	1,13	0,00	4,276	8,579	1,171	0,000

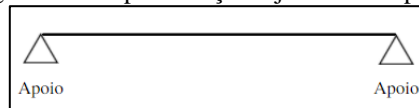
Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.1.1.2 Laje unidirecional

Para determinação dos momentos fletores positivos, deve-se observar a configuração de apoio das lajes, conforme apresentado na Figura 18, Figura 19, Figura 20 e Figura 21 e utilizar as equações 11, 12 e 13 correspondentes a cada caso. Assim como nas para o caso das lajes bidirecionais, deve-se utilizar o fator de majoração.

Para lajes apoiadas em ambos os lados, representada conforme Figura 18, armadas em uma direção, utiliza-se a Equação 11 para obtenção do máximo momento fletor positivo.

Figura 18 - Representação laje em dois apoios.



Fonte: Autoria própria

$$M^+ = \frac{p * l^2}{8} \quad (11)$$

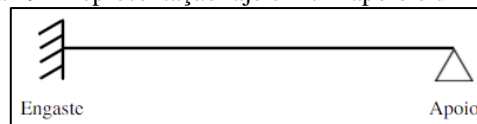
Onde:

p → Carregamento uniformemente distribuído na placa;

l → Menor vão da placa

Para lajes apoiadas em um dos lados e engastadas no outro, representadas conforme Figura 19, armadas em uma direção, utiliza-se a Equação 12 para obtenção do máximo momento fletor positivo.

Figura 19 - Representação laje em um apoio e um engaste.

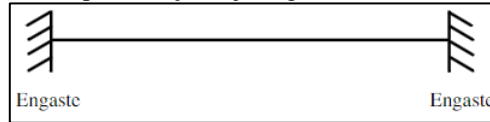


Fonte: Autoria própria

$$M^+ = \frac{p * l^2}{14,22} \quad (12)$$

Para lajes engastadas nos dois lados, representadas conforme Figura 20, armadas em uma direção, utiliza-se a Equação 13 para obtenção do máximo momento fletor positivo.

Figura 20 - Representação laje engastada em ambos os lados.

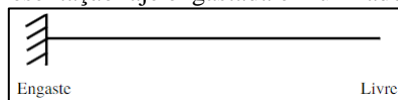


Fonte: Autoria própria

$$M^+ = \frac{p * l^2}{24} \quad (13)$$

Para lajes engastadas em um dos lados e livres no outro, representadas conforme Figura 21, armadas em uma direção, não há momento fletor positivo.

Figura 21 - Representação laje engastada em um lado e livre no outro.



Fonte: Autoria própria

Para determinação dos momentos fletores negativos, deve-se observar a configuração de apoio das lajes, conforme apresentado anteriormente na Figura 18, Figura 19, Figura 20 e Figura 21 e utilizar as equações 11, 12 e 13 correspondentes a cada caso

Para lajes biapoiadas, representadas conforme Figura 18, armadas em uma direção, não há momento fletor negativo atuante.

Para lajes apoiadas em um dos lados e engastadas no outro, representadas conforme Figura 19, armadas em uma direção, utiliza-se a Equação 14 para obtenção do máximo momento fletor negativo.

$$M^- = \frac{p * l^2}{8} \quad (14)$$

Para lajes engastadas nos dois lados, representadas conforme Figura 20, armadas em uma direção, utiliza-se a Equação 15 para obtenção do máximo momento fletor positivo.

$$M^- = \frac{p * l^2}{12} \quad (15)$$

Para lajes engastadas em um dos lados e livres no outro, representadas conforme Figura 21, armadas em uma direção, utiliza-se a Equação 16 para obtenção do máximo momento fletor negativo.

$$M^- = \frac{p * l^2}{2} \quad (16)$$

Cálculo para laje 4:

Caso 8 | $l_x=1,74$ | $\lambda= 2,08746$

$p \rightarrow 5,6 \text{ kN/m}^2$

Carga majorada $\rightarrow 5,6 * 1,4 = 7,84$

Apoio 1 \rightarrow Engastado

Apoio 2 \rightarrow Engastado

Desse modo, enquadra-se na situação apresentada na Figura 19. Utiliza-se, então, a Equação 12 para determinação do máximo momento fletor positivo e a Equação 14 para o máximo momento fletor negativo.

$$M^+ = \frac{p * l^2}{24} = \frac{7,84 * 1,74^2}{24} = 0,987 \text{ kNm/m}$$

$$M^- = \frac{p * l^2}{12} = \frac{7,84 * 1,74^2}{12} = 1,973 \text{ kNm/m}$$

A Tabela 25 traz os valores de momentos fletores máximos no Estado Limite Último (ELU),

Tabela 25 - Momentos fletores máximos atuantes lajes unidirecionais ELU

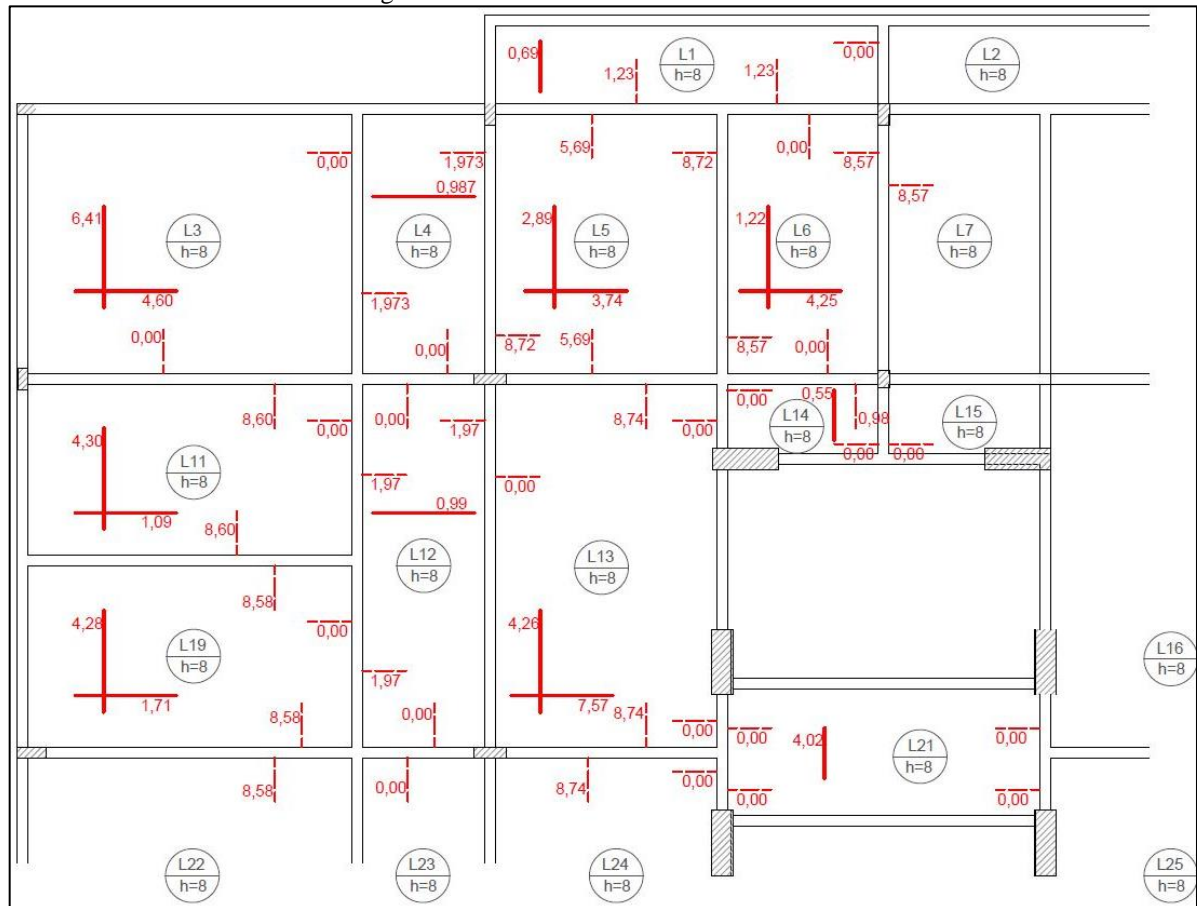
Laje	Caso	Condição apoio 1	Condição apoio 2	Carga p (kN/m²)	Vão (m)	Momento negativo (kNm/m)	Momento positivo (kNm/m)
1	3	Engastado	Apoiado	7,84	1,12	1,225	0,689
4	8	Engastado	Engastado	7,84	1,74	1,973	0,987
12	9	Engastado	Engastado	7,84	1,74	1,973	0,987
14	7	Engastado	Apoiado	7,84	1,00	0,976	0,549
21	5	Engastado	Apoiado	9,94	1,80	0,000	4,017

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.1.2 Representação dos momentos fletores máximos

Com a compilação das informações apresentadas anteriormente, elaborou-se uma representação dos momentos máximos em cada uma das lajes sob análise.

Figura 22 - Momentos fletores máximos ELU



Fonte: Autoria própria com auxílio do *Software* AutoCAD

5.7.1.3 Compatibilização dos momentos fletores negativos

Após feita análise das lajes de forma isolada, faz-se a compatibilização dos momentos fletores atuantes nas lajes adjacentes. Deve-se observar o tipo de vinculação entre as lajes para compatibilização dos momentos fletores negativos. As lajes devem ter vãos teóricos semelhantes, serem carregadas simultaneamente, possuírem rigidez similares, além disso, as cargas acidentais não podem ser superiores às cargas permanentes.

Para isso, é necessário analisar os valores de acordo com os critérios apresentados a seguir, conforme NBR 6118:2014.

$$M^- \geq \begin{cases} 0,8M_A^- \\ 0,8M_B^- \\ \frac{M_A^- + M_B^-}{2} \end{cases}$$

5.7.1.3.1 Exemplo de cálculo

Compatibilização laje 3 – laje 4

Laje 3 → A

Laje 4 → B

$$M_A^- = 0 \text{ kNm/m}$$

$$M_B^- = 1,973 \text{ kNm/m}$$

$$M^- \geq \begin{cases} 0,8M_A^- = 0 \\ 0,8M_B^- = 0,8 * 1,973 = 1,579 \\ \frac{M_A^- + M_B^-}{2} = \frac{0 + 1,973}{2} = 0,987 \end{cases}$$

$$M^- \geq 1,579 \text{ kNm/m}$$

Compatibilização laje 3 – laje 11

Laje 3 → A

Laje 11 → B

$$M_A^- = 0 \text{ kNm/m}$$

$$M_B^- = 8,60 \text{ kNm/m}$$

$$M^- \geq \begin{cases} 0,8M_A^- = 0 \\ 0,8M_B^- = 0,8 * 8,60 = 6,880 \\ \frac{M_A^- + M_B^-}{2} = \frac{0 + 8,6}{2} = 4,30 \end{cases}$$

$$M^- \geq 6,880 \text{ kNm/m}$$

Compatibilização laje 4 – laje 5

Laje 4 → A

Laje 5 → B

$$M_A^- = 1,973 \text{ kNm/m}$$

$$M_B^- = 8,72 \text{ kNm/m}$$

$$M^- \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,8M_A^- = 0,8 * 1,973 = 1,579 \\ 0,8M_B^- = 0,8 * 8,72 = 6,976 \\ \frac{M_A^- + M_B^-}{2} = \frac{1,973 + 8,72}{2} = 5,348 \end{array} \right\}$$

$$M^- \geq 6,976 \text{ kNm/m}$$

Compatibilização laje 4 – laje 12

Laje 4 → A

Laje 12 → B

$$M_A^- = 0 \text{ kNm/m}$$

$$M_B^- = 0 \text{ kNm/m}$$

$$M^- \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,8M_A^- = 0 \\ 0,8M_B^- = 0 \\ \frac{M_A^- + M_B^-}{2} = 0 \end{array} \right\}$$

$$M^- \geq 0 \text{ kNm/m}$$

Por meio da análise dos valores e critérios apresentados anteriormente, montou-se as tabelas 26 a 35 a seguir com a compatibilização dos momentos fletores nas lajes.

Tabela 26 - Compatibilização dos momentos negativos laje 1

Laje 1					
Laje	1	Laje	1	Laje	1
Momento Negativo Laje 1	0,000	Momento Negativo Laje 1	1,225	Momento Negativo Laje 1	1,225
0,8 x Mom. Neg. Laje 1	0,000	0,8 x Mom. Neg. Laje 1	0,980	0,8 x Mom. Neg. Laje 1	0,980
Laje adjacente	2	Laje adjacente	5	Laje adjacente	6
Momento Negativo Laje 2	0,000	Momento Negativo Laje 5	5,685	Momento Negativo Laje 6	0,000
0,8 x Mom. Neg. Laje 2	0,000	0,8 x Mom. Neg. Laje 5	4,548	0,8 x Mom. Neg. Laje 6	0,000
(M1 + M2) /2	0,000	(M1 + M5) /2	3,455	(M1 + M6) /2	0,612
Momento considerado	0,000	Momento considerado	4,548	Momento considerado	0,980

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 27 - Compatibilização dos momentos negativos laje 3

Laje 3			
Laje	3	Laje	3
Momento Negativo Laje 3	0,000	Momento Negativo Laje 3	0,000
0,8 x Mom. Neg. Laje 3	0,000	0,8 x Mom. Neg. Laje 3	0,000
Laje adjacente	4	Laje adjacente	11
Momento Negativo Laje 4	1,973	Momento Negativo Laje 11	8,596
0,8 x Mom. Neg. Laje 4	1,579	0,8 x Mom. Neg. Laje 11	6,877
(M3 + M4) /2	0,987	(M3 + M11) /2	4,298
Momento considerado	1,579	Momento considerado	6,877

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 28 - Compatibilização dos momentos negativos laje 4

Laje 4			
Laje	4	Laje	4
Momento Negativo Laje 4	1,973	Momento Negativo Laje 4	0,000
0,8 x Mom. Neg. Laje 4	1,579	0,8 x Mom. Neg. Laje 4	0,000
Laje adjacente	5	Laje adjacente	12
Momento Negativo Laje 5	8,723	Momento Negativo Laje 12	0,000
0,8 x Mom. Neg. Laje 5	6,978	0,8 x Mom. Neg. Laje 12	0,000
(M4 + M5) /2	5,348	(M4 + M12) /2	0,000
Momento considerado	6,978	Momento considerado	0,000

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 29 - Compatibilização dos momentos negativos laje 5

Laje 5			
Laje	5	Laje	5
Momento Negativo Laje 5	8,723	Momento Negativo Laje 5	5,685
0,8 x Mom. Neg. Laje 5	6,978	0,8 x Mom. Neg. Laje 5	4,548
Laje adjacente	6	Laje adjacente	13
Momento Negativo Laje 6	8,566	Momento Negativo Laje 13	8,744
0,8 x Mom. Neg. Laje 6	6,853	0,8 x Mom. Neg. Laje 13	6,995
(M5 + M6) /2	8,644	(M5 + M13) /2	7,214
Momento considerado	8,644	Momento considerado	7,214

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 30- Compatibilização dos momentos negativos laje 6

Laje 6			
Laje	6	Laje	6
Momento Negativo Laje 6	8,566	Momento Negativo Laje 6	0,000
0,8 x Mom. Neg. Laje 6	6,853	0,8 x Mom. Neg. Laje 6	0,000
Laje adjacente	7	Laje adjacente	14
Momento Negativo Laje 7	8,566	Momento Negativo Laje 14	0,976
0,8 x Mom. Neg. Laje 7	6,853	0,8 x Mom. Neg. Laje 14	0,781
(M6 + M7) /2	8,566	(M6 + M14) /2	0,488
Momento considerado	8,566	Momento considerado	0,781

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 31- Compatibilização dos momentos negativos laje 12

Laje 12					
Laje	12	Laje	12	Laje	12
Momento Negativo Laje 12	1,973	Momento Negativo Laje 12	1,973	Momento Negativo Laje 12	0,000
0,8 x Mom. Neg. Laje 12	1,579	0,8 x Mom. Neg. Laje 12	1,579	0,8 x Mom. Neg. Laje 12	0,000
Laje adjacente	13	Laje adjacente	19	Laje adjacente	23
Momento Negativo Laje 13	0,000	Momento Negativo Laje 19	0,000	Momento Negativo Laje 23	0,000
0,8 x Mom. Neg. Laje 13	0,000	0,8 x Mom. Neg. Laje 19	0,000	0,8 x Mom. Neg. Laje 23	0,000
(M12 + M13) /2	0,987	(M12 + M19) /2	0,987	(M12 + M23) /2	0,000
Momento considerado	1,579	Momento considerado	1,579	Momento considerado	0,000

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 32- Compatibilização dos momentos negativos laje 13

Laje 13					
Laje	13	Laje	13	Laje	13
Momento Negativo Laje 13	0,000	Momento Negativo Laje 13	0,000	Momento Negativo Laje 13	8,744
0,8 x Mom. Neg. Laje 13	0,000	0,8 x Mom. Neg. Laje 13	0,000	0,8 x Mom. Neg. Laje 13	6,995
Laje adjacente	14	Laje adjacente	21	Laje adjacente	24
Momento Negativo Laje 14	0,000	Momento Negativo Laje 21	0,000	Momento Negativo Laje 24	8,744
0,8 x Mom. Neg. Laje 14	0,000	0,8 x Mom. Neg. Laje 21	0,000	0,8 x Mom. Neg. Laje 24	6,995
(M13 + M14) /2	0,000	(M13 + M21) /2	0,000	(M13 + M24) /2	8,744
Momento considerado	0,000	Momento considerado	0,000	Momento considerado	8,744

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 33- Compatibilização dos momentos negativos laje 14

Laje 14	
Laje	14
Momento Negativo Laje 14	0,000
0,8 x Mom. Neg. Laje 14	0,000
Laje adjacente	15
Momento Negativo Laje 15	0,000
0,8 x Mom. Neg. Laje 15	0,000
(M14 + M15) /2	0,000
Momento considerado	0,000

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 34- Compatibilização dos momentos negativos laje 19

Laje 19	
Laje	19
Momento Negativo Laje 19	8,579
0,8 x Mom. Neg. Laje 19	6,863
Laje adjacente	22
Momento Negativo Laje 22	8,579
0,8 x Mom. Neg. Laje 22	6,863
$(M19 + M22) / 2$	8,579
Momento considerado	8,579

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 35- Compatibilização dos momentos negativos laje 21

Laje 21					
Laje	21	Laje	21	Laje	21
Momento Negativo Laje 21	0,000	Momento Negativo Laje 21	0,000	Momento Negativo Laje 21	0,000
0,8 x Mom. Neg. Laje 21	0,000	0,8 x Mom. Neg. Laje 21	0,000	0,8 x Mom. Neg. Laje 21	0,000
Laje adjacente	16	Laje adjacente	24	Laje adjacente	25
Momento Negativo Laje 16	0,000	Momento Negativo Laje 24	0,000	Momento Negativo Laje 25	0,000
0,8 x Mom. Neg. Laje 16	0,000	0,8 x Mom. Neg. Laje 24	0,000	0,8 x Mom. Neg. Laje 25	0,000
$(M21 + M16) / 2$	0,000	$(M21 + M24) / 2$	0,000	$(M21 + M25) / 2$	0,000
Momento considerado	0,000	Momento considerado	0,000	Momento considerado	0,000

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.1.4 Correção dos momentos fletores positivos

Devido à necessidade de compatibilização dos momentos negativos, é preciso ajustar os momentos fletores positivos. Para isso, analisa-se se são vãos extremos ou intermediários.

No caso de vão extremos, de acordo com Perlin, Pinto e Padaratz (2020), adiciona-se ao momento fletor positivo metade da variação do momento fletor negativo na direção considerada, conforme Equação 17. Já para vãos intermediários, adiciona-se a média das variações ocorridas nos momentos fletores negativos na direção considerada. Os autores indicam, ainda, a aplicação da correção apenas nos casos em que haja acréscimo de momento, de modo que não ocorra a redução do momento fletor positivo.

$$M^+_{\text{corrigido}} = M^+ + \frac{(M^- - M^-_{\text{corrigido}})}{2} \quad (17)$$

Correção do Momento fletor positivo para laje 3:

Maior vão:

$$M^- = 0,00$$

$$M^-_{\text{corrigido}} = 1,579 \text{ kNm/m}$$

Menor vão:

$$M^- = 0,00$$

$$M^-_{\text{corrigido}} = 6,88 \text{ kNm/m}$$

Como o momento fletor negativo aumentou, não será feita a correção do momento fletor positivo. Desse modo, trabalha-se a favor da segurança.

Correção do Momento fletor positivo para laje 4:

Maior vão:

$$M^+ = 0,00 \text{ kNm/m}$$

$$M^- = 0,00 \text{ kNm/m}$$

$$M_1^- \text{ corrigido} = 0 \text{ kNm/m}$$

$$M_2^- \text{ corrigido} = 0 \text{ kNm/m}$$

Como não há momentos a serem corrigidos, adotou-se o valor inicial do momento fletor positivo, 0,00 kNm/m.

Menor vão:

$$M^+ = 0,987 \text{ kNm/m}$$

$$M^- = 1,973 \text{ kNm/m}$$

$$M_1^- \text{ corrigido} = 1,579 \text{ kNm/m}$$

$$M_2^- \text{ corrigido} = 6,98 \text{ kNm/m}$$

Por se tratar de um vão intermediário, utiliza-se a média das variações para adicionar ao valor de momento positivo.

$$\begin{aligned} M^+ \text{ corrigido} &= M^+ + \frac{(M^- - M_1^- \text{ corrigido}) + (M^- - M_2^- \text{ corrigido})}{2} \\ &= 0,987 + \frac{(1,973 - 1,579) + (1,973 - 6,98)}{2} = -1,410 \end{aligned}$$

Observando o valor obtido, foi mantido o valor de 0,987 kNm/m.

Utilizando os critérios expostos anteriormente, obteve-se a Tabela 36, apresentada a seguir.

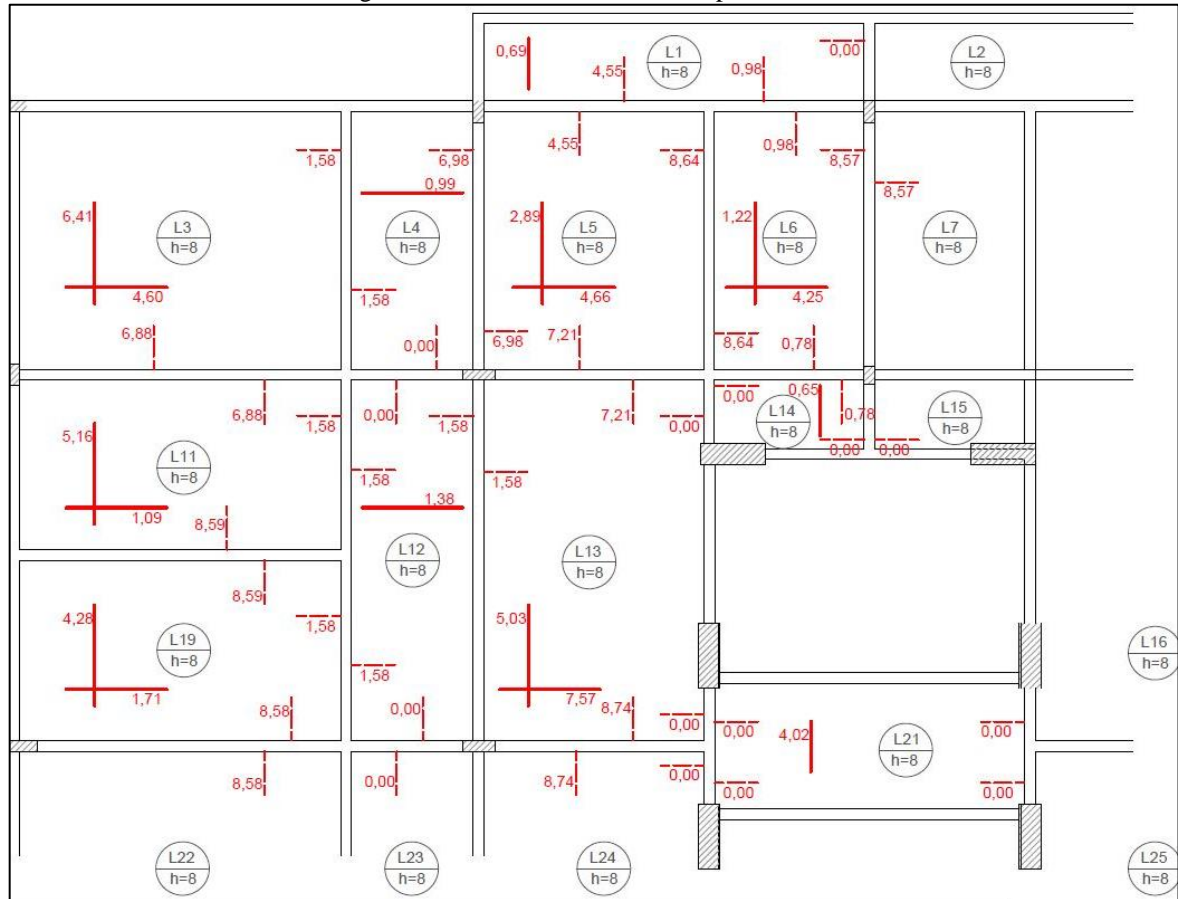
Tabela 36 - Momentos positivos corrigidos

Laje	Momento	Lajes nas quais se pode engastar	Momento Negativo (kNm/m)		Momento negativo corrigido (kNm/m)										Momento positivo (kNm/m)		Momento positivo corrigido (kNm/m)	
			Menor vão	Maior Vão	Laje adjacente maior vão	Laje adjacente maior vão	Laje adjacente menor vão	Laje adjacente menor vão	Laje adjacente menor vão	Laje adjacente menor vão	Menor vão	Maior Vão	Menor vão	Maior Vão				
1	2, 5 e 6	2, 5 e 6	1,225	0,000	2				5	4,550	6	0,980			0,689	0,000	0,689	0,000
3	4 e 11	-	0,000	0,000	4	1,579			11	6,880					6,413	4,597	6,413	4,597
4	3, 5 e 12	3, 5 e 12	1,973	0,000					3	1,579	5	6,980			0,987	0,000	0,987	0,000
5	1, 4, 6 e 13	6 e 13	8,723	5,685	1	4,550	13	7,210	4	6,980	6	8,640			3,743	2,885	4,656	2,885
6	1, 5, 7 e 14	5 e 7	8,566	0,000	1	0,980	14	0,780	5	8,640	7	8,570			4,254	1,215	4,254	1,215
11	3, 12 e 19	3 e 19	8,596	0,000	12	1,580			3	6,880	19	8,590			4,299	1,090	5,160	1,090
12	4, 11, 13, 19 e 23	11, 13, 19 e 23	1,973	0,000	4		23		11	1,580	13	1,580	19	1,580	0,987	0,000	1,380	0,000
13	5, 12, 14, 21 e 24	5 e 24	0,000	8,744	5	7,210	24	8,740	12	1,580	14		21		7,568	4,260	7,568	5,029
14	6, 13 e 15	6, 13 e 15	0,976	0,000	13		15		6	0,780					0,549	0,000	0,647	0,000
19	11, 12 e 22	11 e 22	8,579	0,000	12	1,580			11	8,590	22	8,580			4,276	1,171	4,276	1,171
21	13, 16, 24 e 25	13, 16, 24 e 25	0,000	0,000	13		16								4,017	0,000	4,017	0,000

Fonte: Autoria própria (2022)

A Figura 23 apresenta os momentos fletores compatibilizados

Figura 23 - Momentos fletores compatibilizados



Fonte: Autoria própria com auxílio do *Software* AutoCAD

5.7.1.5 Determinação da linha neutra

Para lajes, adotou-se f_{ck} igual a 30 MPa. Além disso, assume-se que a largura da seção calculada (b_w) é igual a 100 cm. A bitola a ser utilizada deve respeitar o máximo ($\frac{h}{8}$) estipulado pela NBR 6118:2014, no seu item 20.1. A Tabela 37 traz as bitolas máximas que podem ser adotadas em cada uma das lajes sob análise.

Tabela 37 - Bitola máxima permitida para as lajes

Laje	Espessura (m)	Bitola máxima (mm)
1	0,08	10
3	0,08	10
4	0,08	10
5	0,08	10
6	0,08	10
11	0,08	10
12	0,08	10
13	0,08	10
14	0,08	10
19	0,08	10
21	0,08	10

Fonte: Autoria própria (2022)

Nas lajes armadas em duas direções, aloca-se a armadura do maior vão sobre a armadura do menor vão. Desse modo, para determinação da posição da linha neutra na peça, a altura útil (d) poderá apresentar distintos valores para as diferentes direções. Por meio da Equações 18 e 19 pode-se determinar os valores de altura útil no menor e maior vão respectivamente.

$$d_x = h - c - 0,5 * \Phi_x \quad (18)$$

$$d_y = h - c - \Phi_x - 0,5 * \Phi_y \quad (19)$$

Onde:

h → altura do elemento

c → cobrimento adotado

Φ_x → diâmetro da barra na direção do menor vão

Φ_y → diâmetro da barra na direção do maior vão

Altura útil laje 3:

$$d_x = h - c - 0,5 * \Phi_x = 8 - 3,5 - 0,5 * 0,63 = 4,185 \text{ cm}$$

$$d_y = h - c - \Phi_x - 0,5 * \Phi_y = 8 - 3,5 - 0,63 - 0,5 * 0,63 = 3,555 \text{ cm}$$

Altura útil laje 4:

$$d_x = h - c - 0,5 * \Phi_x = 8 - 3,5 - 0,5 * 0,63 = 4,185 \text{ cm}$$

$$d_y = h - c - \Phi_x - 0,5 * \Phi_y \rightarrow \text{Não se aplica}$$

Por meio da utilização das equações apresentadas anteriormente e dos critérios apresentados, elaborou-se a Tabela 38.

Tabela 38 - Alturas úteis

Laje	Espessura (cm)	Cobrimento (cm)	Bitola adotada maior vão (mm)	Bitola adotada menor vão (mm)	Altura útil maior vão (cm)	Altura útil menor vão (cm)
1	8	3,5	6,3	6,3	Não se aplica	4,185
3	8	3,5	6,3	6,3	3,555	4,185
4	8	3,5	6,3	6,3	Não se aplica	4,185
5	8	3,5	6,3	6,3	3,555	4,185
6	8	3,5	6,3	6,3	3,555	4,185
11	8	3,5	6,3	6,3	3,555	4,185
12	8	3,5	6,3	6,3	Não se aplica	4,185
13	8	3,5	6,3	6,3	3,555	4,185
14	8	3,5	6,3	6,3	Não se aplica	4,185
19	8	3,5	6,3	6,3	3,555	4,185
21	8	3,5	6,3	6,3	Não se aplica	4,185

Fonte: Autoria própria (2022)

De posse da altura útil, parte-se para o cálculo da posição da linha neutra. Para isso, utiliza-se a Equação 20. Para aplicação dessa, é necessário observar também as Equações 20 e 21.

$$x = 1,25 * d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * f_{cd} * b_w * d^2}} \right) \quad (20)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (21)$$

Posição da linha neutra para menor vão laje 3:

$$d = 4,185 \text{ cm}$$

$$M_d = 6,413 \text{ kNm/m}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 * d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * f_{cd} * b_w * d^2}} \right) =$$

$$= 1,25 * 0,04185 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{6,413}{0,425 * 21,43 * 10^3 * 1,00 * 0,04185^2}} \right) * 100 = 1,186 \text{ cm}$$

Posição da linha neutra para maior vão laje 3:

$$d = 3,555 \text{ cm}$$

$$M_d = 4,597 \text{ kNm/m}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 * d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * f_{cd} * b_w * d^2}} \right) =$$

$$= 1,25 * 0,03555 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4,597}{0,425 * 21,43 * 10^3 * 1,00 * 0,03555^2}} \right) * 100 = 1,000 \text{ cm}$$

Posição da linha neutra para menor vão laje 4:

$$d = 4,185 \text{ cm}$$

$$M_d = 0,987 \text{ kNm/m}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 * d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * f_{cd} * b_w * d^2}} \right) =$$

$$= 1,25 * 0,04185 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{0,987}{0,425 * 21,43 * 10^3 * 1,00 * 0,04185^2}} \right) * 100 = 0,164 \text{ cm}$$

Posição da linha neutra para maior vão laje 4:

→ Não se aplica (laje unidirecional)

Calculou-se a posição da linha neutra, conforme exposto na Tabela 39 e Tabela 40.

Tabela 39 - Posição da linha neutra para menor vão

Laje	d (cm)	Md (kNm/m)	bw (m)	fcd (MPa)	x (cm)
1	4,19	0,689	1,00	21,43	0,114
3	4,19	6,413	1,00	21,43	1,186
4	4,19	0,987	1,00	21,43	0,164
5	4,19	4,656	1,00	21,43	0,829
6	4,19	4,254	1,00	21,43	0,751
11	4,19	5,160	1,00	21,43	0,929
12	4,19	1,380	1,00	21,43	0,231
13	4,19	7,568	1,00	21,43	1,439
14	4,19	0,647	1,00	21,43	0,107
19	4,19	4,276	1,00	21,43	0,756
21	4,19	4,017	1,00	21,43	0,706

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 40 - Posição da linha neutra para maior vão

Laje	d (cm)	Md (kNm/m)	bw (m)	fcd (MPa)	x (cm)
1	Não se aplica	Não se aplica	1,00	21,43	Não se aplica
3	3,56	4,597	1,00	21,43	1,000
4	Não se aplica	Não se aplica	1,00	21,43	Não se aplica
5	3,56	2,885	1,00	21,43	0,597
6	3,56	1,215	1,00	21,43	0,241
11	3,56	1,090	1,00	21,43	0,216
12	Não se aplica	Não se aplica	1,00	21,43	Não se aplica
13	3,56	4,260	1,00	21,43	0,917
14	Não se aplica	Não se aplica	1,00	21,43	Não se aplica
19	3,56	1,171	1,00	21,43	0,232
21	Não se aplica	Não se aplica	1,00	21,43	Não se aplica

Fonte: Autoria própria (2022)

Após cálculo da posição da linha neutra, faz-se a verificação do domínio de deformação sob o qual o elemento está projetado. Para este fim, utiliza-se a Equação 22 que compara o valor da posição da linha neutra (x) com a altura útil (d). Na Tabela 41 e Tabela 42 constam os valores obtidos da correlação.

$$k_x = \frac{x}{d} \quad (22)$$

Cálculo para laje 3:

Menor vão:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{1,186}{4,185} = 0,28$$

Maior vão:

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{1,000}{3,555} = 0,28$$

Cálculo para laje 4:

Menor vão:

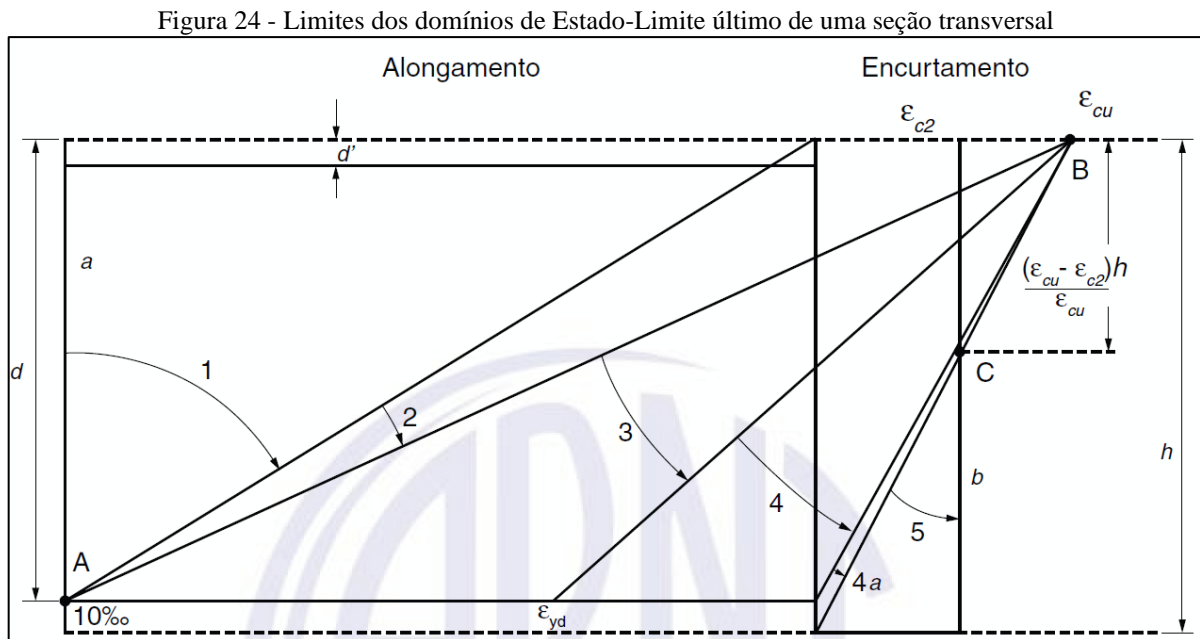
$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,164}{4,185} = 0,04$$

Maior vão:

→ Não se aplica

Compara-se o valor obtido com os limites de ductilidade estabelecidos por norma. No seu item 14.6.4.3 a NBR 6118:2014 determina que a razão entre a altura da linha neutra e a altura útil deva ser igual ou menor que 0,45 para concretos com f_{ck} igual ou menor que 50 MPa. A norma permite flexibilização desses valores desde que sejam adotados detalhes especiais conforme prescrito no item citado anteriormente.

Com base no valor obtido, pode-se determinar para qual domínio a estrutura está projetada. A Figura 24, retirada da NBR 6118:2014 apresenta os limites de cada domínio do Estado-Limite último.



Sabe-se que, para concretos com f_{ck} de até 50 MPa, a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (ϵ_{c2}) é igual a 2,0‰ e a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura (ϵ_{cu}) é igual a 3,5‰. De posse dessa

informação e por meio de análises trigonométricas do diagrama fornecido pela norma, pode-se determinar o domínio dos elementos sob análise, conforme apresentado na Tabela 41 e Tabela 42.

A NBR 6118, em seu item 14.6.4.3, estabelece o limite de 0,45 para a relação x/d , a fim de garantia do comportamento dútil das lajes.

Tabela 41 - Relação entre a posição da linha neutra e a altura útil no menor vão

Laje	d (cm)	x (cm)	Kx	Domínio
1	4,19	0,114	0,03	2
3	4,19	1,186	0,28	3A
4	4,19	0,164	0,04	2
5	4,19	0,829	0,20	3A
6	4,19	0,751	0,18	3A
11	4,19	0,929	0,22	3A
12	4,19	0,231	0,06	2
13	4,19	1,439	0,34	3A
14	4,19	0,107	0,03	2
19	4,19	0,756	0,18	3A
21	4,19	0,706	0,17	3A

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 42 - Relação entre a posição da linha neutra e a altura útil no maior vão

Laje	d (cm)	x (cm)	Kx	Domínio
1	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica
3	3,56	1,000	0,28	3
4	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica
5	3,56	0,597	0,17	3
6	3,56	0,241	0,07	2
11	3,56	0,216	0,06	2
12	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica
13	3,56	0,917	0,26	3
14	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica
19	3,56	0,232	0,07	2
21	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.1.6 Área de aço da armadura positiva

Após verificado o domínio, calcula-se, então, a área de aço da armadura positiva, Equação 23, e compara-se com a área de aço mínima exigida. A Tabela 43 e Tabela 44 foram elaboradas com base nos dados das lajes e na Equação 23.

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * (d - 0,4 * x)} \quad (23)$$

Onde:

M_d → Momento de cálculo;

f_{yd} → Resistência de cálculo à tração do aço;

d → altura útil;

x → posição da linha neutra.

Tabela 43 - Área de aço no menor vão

Laje	Md (kNm/m)	f _{yd} (MPa)	Altura útil (cm)	Linha neutra (cm)	Área de aço (cm ²)
1	0,689	434,78	4,19	0,11	0,383
3	6,413	434,78	4,19	1,19	3,975
4	0,987	434,78	4,19	0,16	0,551
5	4,656	434,78	4,19	0,83	2,779
6	4,254	434,78	4,19	0,75	2,519
11	5,160	434,78	4,19	0,93	3,112
12	1,380	434,78	4,19	0,23	0,776
13	7,568	434,78	4,19	1,44	4,822
14	0,647	434,78	4,19	0,11	0,359
19	4,276	434,78	4,19	0,76	2,533
21	4,017	434,78	4,19	0,71	2,367

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 44 - Área de aço no maior vão

Laje	Md (kNm/m)	f _{yd} (MPa)	Altura útil (cm)	Linha neutra (cm)	Área de aço (cm ²)
1	Não se aplica	434,78	4,19	Não se aplica	Não se aplica
3	4,597	434,78	4,19	1,00	2,793
4	Não se aplica	434,78	4,19	Não se aplica	Não se aplica
5	2,885	434,78	4,19	0,60	1,682
6	1,215	434,78	4,19	0,24	0,683
11	1,090	434,78	4,19	0,22	0,612
12	Não se aplica	434,78	4,19	Não se aplica	Não se aplica
13	4,260	434,78	4,19	0,92	2,566
14	Não se aplica	434,78	4,19	Não se aplica	Não se aplica
19	1,171	434,78	4,19	0,23	0,658
21	Não se aplica	434,78	4,19	Não se aplica	Não se aplica

Fonte: Autoria própria (2022)

Faz-se na sequência a verificação da armadura mínima prescrita por norma. Para tal, utiliza-se os valores fornecidos na Tabela 46. Adota-se o valor correspondente de ρ_{min} e aplica-se na Equação 24 que fornece a área de aço mínima a ser utilizada. Para a equação citada anteriormente, é necessária a área de concreto, que é dada pela Equação 25.

Tabela 45 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$		
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$		-
onde $\rho_s = A_s/b_w h$ e $\rho_p = A_p/b_w h$. NOTA Os valores de ρ_{\min} são definidos em 17.3.5.2.1.			

Fonte: NBR 6118:2014

Tabela 46 - Valores das taxas mínimas de armaduras de flexão

Forma da seção	Valores de ρ_{\min}^a ($A_{s,\min}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de ρ_{\min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado.

Fonte: NBR 6118:2014

$$A_{s\min} = \rho_{\min} * A_c \quad (24)$$

$$A_c = b_w * h \quad (25)$$

Onde:

$A_{S\text{mín}}$ → área de aço mínima;

$\rho_{\text{mín}}$ → taxa de armadura mínima;

b_w → considera-se igual a 100 cm;

h → altura da laje sob análise.

Em lajes unidirecionais, a norma recomenda a adoção de uma armadura de distribuição, de modo a obedecer aos critérios apresentados a seguir.

$$A_{S/S} \geq \begin{cases} 20\% \text{ da principal} \\ 0,5 * \rho_{\text{mín}} * b_w * h \\ 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Análise área de aço mínima para laje 3:

$\rho_{\text{mín}} \rightarrow 0,150\% \rightarrow f_{ck} = 30\text{MPa}$

$b_w \rightarrow 100 \text{ cm}$

$h \rightarrow 8 \text{ cm}$

$\rho_s \rightarrow 0,67 * \rho_{\text{mín}} \rightarrow$ armadura positiva de laje bidirecional

$$A_{S\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} * b_w * h = \left(0,67 * \frac{0,15}{100}\right) * 100 * 8 = 0,804 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Análise área de aço mínima para laje 4:

Armadura principal:

$\rho_{\text{mín}} \rightarrow 0,150\% \rightarrow f_{ck} = 30\text{MPa}$

$b_w \rightarrow 100 \text{ cm}$

$h \rightarrow 8 \text{ cm}$

$\rho_s \rightarrow \rho_{\text{mín}} \rightarrow$ armadura principal de laje unidirecional

$$A_{S\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} * b_w * h = \left(\frac{0,15}{100}\right) * 100 * 8 = 1,200 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura secundária:

$$A_{S/S} \geq \begin{cases} 20\% \text{ da principal} \\ 0,5 * \rho_{\text{mín}} * b_w * h \\ 0,9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{cases} = \begin{cases} 20\% * 1,200 \\ 0,5 * 0,0015 * 100 * 8 \\ 0,9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{cases} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tabela 47 - Área de aço mínima para menor vão das lajes

Laje	ps	pmín	bw (cm)	Espessura (m)	Área de concreto (cm ² /m)	Área de aço mínima (cm ² /m)
1	1,00	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
3	0,67	0,0015	100,00	0,08	800,00	0,804
4	1,00	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
5	0,67	0,0015	100,00	0,08	800,00	0,804
6	0,67	0,0015	100,00	0,08	800,00	0,804
11	0,67	0,0015	100,00	0,08	800,00	0,804
12	1,00	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
13	0,67	0,0015	100,00	0,08	800,00	0,804
14	1,00	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
19	0,67	0,0015	100,00	0,08	800,00	0,804
21	1,00	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 48 - Critérios de área mínima maior vão laje unidirecional

Laje	20% da principal	Área de aço arm. principal (cm ² /m)	20% da principal (cm ² /m)	Critério 2 (cm ² /m)	Critério 3 (cm ² /m)
1	20%	1,200	0,240	0,600	0,900
3	Não se aplica	Não se aplica	-	-	-
4	20%	1,200	0,240	0,600	0,900
5	Não se aplica	Não se aplica	-	-	-
6	Não se aplica	Não se aplica	-	-	-
11	Não se aplica	Não se aplica	-	-	-
12	20%	1,200	0,240	0,600	0,900
13	Não se aplica	Não se aplica	-	-	-
14	20%	1,200	0,240	0,600	0,900
19	Não se aplica	Não se aplica	-	-	-
21	20%	2,367	0,473	0,600	0,900

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 49 - Área de aço mínima para maior vão das lajes

Laje	ps	pmin	bw (cm)	Espessura (m)	As/s (cm ² /m)
1	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	0,900
3	0,67	0,0015	100	0,080	0,804
4	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	0,900
5	0,67	0,0015	100	0,080	0,804
6	0,67	0,0015	100	0,080	0,804
11	0,67	0,0015	100	0,080	0,804
12	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	0,900
13	0,67	0,0015	100	0,080	0,804
14	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	0,900
19	0,67	0,0015	100	0,080	0,804
21	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	0,900

Fonte: Autoria própria (2022)

Se $A_s \geq A_{smin}$, então área de aço calculada está OK, caso contrário, adota-se A_{smin} . A Tabela 50 e a Tabela 51 traz a análise dos valores de área de aço a ser adotada para armadura positiva.

Tabela 50 - Área de aço adotada para armadura positiva no menor vão

Laje	Área de aço mínima (cm ² /m)	Área de aço calculada (cm ² /m)	Área de aço adotada (cm ² /m)
1	1,200	0,383	1,200
3	0,804	3,975	3,975
4	1,200	0,551	1,200
5	0,804	2,779	2,779
6	0,804	2,519	2,519
11	0,804	3,112	3,112
12	1,200	0,776	1,200
13	0,804	4,822	4,822
14	1,200	0,359	1,200
19	0,804	2,533	2,533
21	1,200	2,367	2,367

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 51 - Área de aço adotada para armadura positiva no maior vão

Laje	Área de aço mínima (cm ² /m)	Área de aço calculada (cm ² /m)	As/s adotada (cm ² /m)
1	0,900	0,900	0,900
3	0,804	2,793	2,793
4	0,900	0,900	0,900
5	0,804	1,682	1,682
6	0,804	0,683	0,804
11	0,804	0,612	0,804
12	0,900	0,900	0,900
13	0,804	2,566	2,566
14	0,900	0,900	0,900
19	0,804	0,658	0,804
21	0,900	0,900	0,900

Fonte: Autoria própria (2021)

5.7.2 Dimensionamento das armaduras negativas de lajes com continuidade

Ao analisar um apoio no qual há duas lajes com espessuras distintas, deve-se utilizar a situação mais crítica para cálculo, neste caso, a menor espessura. Tal como ocorre nas armaduras de flexão, a NBR 6118:2014 estipula o limite de $\frac{h}{8}$ para a bitola da armadura. Na Tabela 52 são apresentados os valores obtidos para cada uma das lajes sob análise.

Tabela 52 - Bitola máxima por laje

Laje	Espessura (m)	Bitola máxima (mm)
1	0,08	10
3	0,08	10
4	0,08	10
5	0,08	10
6	0,08	10
11	0,08	10
12	0,08	10
13	0,08	10
14	0,08	10
19	0,08	10
21	0,08	10

Fonte: Autoria própria (2022)

Com relação ao cobrimento adotado, observa-se que a NBR 6118:2014, conforme apresentado na Tabela 3, determina que o cobrimento mínimo para lajes sob classe de agressividade III seja 35 mm. Entretanto, para a face superior, local onde serão alocadas as armaduras negativas, permite-se uma redução desde que sejam atendidos os critérios descritos na tabela citada anteriormente. A redução, por sua vez, deve atender as condições impostas no item 7.4.7.5 da NBR 6118:2014, conforme apresentado a seguir. Além disso, deve ser observado o cobrimento nominal mínimo de 15 mm.

$$c_{nom} \geq \left\{ \begin{array}{l} \Phi \text{ barra} \\ \Phi \text{ feixe} = \Phi_n = \Phi \sqrt{n} \\ 0,5 * \Phi \text{ baina} \end{array} \right\}$$

Por não se tratar de armadura ativa, não se aplica o critério relacionado à baina. Por não ser adotado feixes, esse critério não se aplica também.

Sabendo que a bitola adotada será de 8 mm, o cobrimento mínimo segundo os critérios apresentados no item 7.4.7.5 da NBR 6118:2014 seria 8 mm. No entanto, deve-se observar o que a NBR 6118:2014 preconiza no item “b” das notas da Tabela 7.2, sendo necessário respeitar o mínimo de 15 mm.

Após determinação do cobrimento mínimo, calcula-se a altura útil (d), com auxílio da Equação 18 apresentada no item 5.7.1.5. Os resultados constam na

Tabela 53.

Cálculo altura útil para laje 3:

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$c = 1,5 \text{ cm}$$

$$\Phi = 6,3 \text{ mm}$$

$$d = h - c - 0,5 * \Phi = 8 - 1,5 - 0,5 * 0,63 = 6,185 \text{ cm}$$

Cálculo altura útil para laje 4:

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$c = 1,5 \text{ cm}$$

$$\Phi = 6,3 \text{ mm}$$

$$d = h - c - 0,5 * \Phi = 8 - 1,5 - 0,5 * 0,63 = 6,185 \text{ cm}$$

Tabela 53 - Altura útil para armadura negativa

Laje	Espessura (cm)	Cobrimento (cm)	Bitola adotada menor vão (mm)	Altura útil (cm)
1	8	1,500	6,3	6,185
3	8	1,500	6,3	6,185
4	8	1,500	6,3	6,185
5	8	1,500	6,3	6,185
6	8	1,500	6,3	6,185
11	8	1,500	6,3	6,185
12	8	1,500	6,3	6,185
13	8	1,500	6,3	6,185
14	8	1,500	6,3	6,185
19	8	1,500	6,3	6,185
21	8	1,500	6,3	6,185

Fonte: Autoria própria

Com isso, pode-se determinar a posição da linha neutra, utilizando a Equação 20, conforme apresentado no item 5.7.1.5. Na sequência, analisa-se o domínio utilizando a Equação 22, verifica-se se atende ao critério de ductilidade da norma ($k_x < 0,45$) e faz-se a determinação da área de aço (A_s), por meio do uso da Equação 23. A Tabela 54 traz os resultados obtidos para as lajes sob análise.

Posição da linha neutra momento entre laje 3 e 4:

$$d = 6,185 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$b_w = 1,00 \text{ m}$$

$$M_d = 1,579 \text{ kNm}$$

$$x = 1,25 * d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * f_{cd} * b_w * d^2}} \right)$$

$$= 1,25 * \frac{6,185}{100} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1,579 * 10^3}{0,425 * 21,43 * 10^6 * 1 * (0,06185)^2}} \right) * 100 = 0,177 \text{ cm}$$

Posição da linha neutra momento entre laje 3 e 11:

$$d = 6,185 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$b_w = 1,00 \text{ m}$$

$$M_d = 6,88 \text{ kNm}$$

$$x = 1,25 * d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * f_{cd} * b_w * d^2}} \right)$$

$$= 1,25 * \frac{6,185}{100} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{6,88 * 10^3}{0,425 * 21,43 * 10^6 * 1 * (0,06185)^2}} \right) * 100 = 0,805 \text{ cm}$$

Posição da linha neutra momento entre laje 4 e 5:

$$d = 6,185 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$b_w = 1,00 \text{ m}$$

$$M_d = 6,98 \text{ kNm}$$

$$x = 1,25 * d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * f_{cd} * b_w * d^2}} \right)$$

$$= 1,25 * \frac{6,185}{100} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{6,98 * 10^3}{0,425 * 21,43 * 10^6 * 1 * (0,06185)^2}} \right) * 100 = 0,818 \text{ cm}$$

Cálculo do k_x entre laje 3 e 4:

$$x = 0,177 \text{ cm}$$

$$d = 6,185 \text{ cm}$$

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,177}{6,185} = 0,03$$

Cálculo do k_x entre laje 3 e 11:

$$x = 0,805 \text{ cm}$$

$$d = 6,185 \text{ cm}$$

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,805}{6,185} = 0,13$$

Cálculo do k_x entre laje 4 e 5:

$$x = 0,818 \text{ cm}$$

$$d = 6,185 \text{ cm}$$

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,818}{6,185} = 0,13$$

Tabela 54 - Posição da linha neutra e domínios para armadura negativa

Laje		d (cm)	Md (kNm/m)	bw (m)	fcd (MPa)	x (cm)	Kx	Domínio
1	5	6,19	4,550	1,00	21,43	0,523	0,08	2
1	6	6,19	0,980	1,00	21,43	0,110	0,02	2
3	4	6,19	1,579	1,00	21,43	0,177	0,03	2
3	11	6,19	6,880	1,00	21,43	0,805	0,13	2
4	5	6,19	6,980	1,00	21,43	0,818	0,13	2
5	6	6,19	8,640	1,00	21,43	1,027	0,17	2
5	13	6,19	7,210	1,00	21,43	0,846	0,14	2
6	7	6,19	8,570	1,00	21,43	1,018	0,16	2
6	14	6,19	0,780	1,00	21,43	0,087	0,01	2
11	12	6,19	1,580	1,00	21,43	0,177	0,03	2
11	19	6,19	8,590	1,00	21,43	1,020	0,16	2
12	13	6,19	1,58	1,00	21,43	0,177	0,03	2
13	24	6,19	8,74	1,00	21,43	1,040	0,17	3A
19	22	6,19	8,58	1,00	21,43	1,019	0,16	2

Fonte: Autoria própria (2022)

Assim como na armadura positiva, é preciso observar a área de aço mínima estipulada pela norma. A Equação 24, com auxílio da Equação 25 permite o cálculo dos valores mínimos de área de aço para cada caso. Compara-se, então, os valores obtidos de área de aço para saber se são maiores ou iguais à área mínima normativa. Os resultados são apresentados nas tabelas a seguir.

Cálculo da área de aço necessária entre laje 3 e 4:

$$M_d = 1,579 \text{ kNm}$$

$$x = 0,177 \text{ cm}$$

$$d = 6,185 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * (d - 0,4 * x)} = \frac{1,579 * 10^3}{434,78 * 10^6 * \left(\frac{6,185}{100} - 0,4 * \frac{0,177}{100}\right)} * 10^4 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = \frac{0,15}{100} * 8 * 100 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

∴ Área de aço adotada será 1,20 cm²/m

Cálculo da área de aço necessária entre laje 3 e 11:

$$M_d = 6,88 \text{ kNm}$$

$$x = 0,805 \text{ cm}$$

$$d = 6,185 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * (d - 0,4 * x)} = \frac{6,88 * 10^3}{434,78 * 10^6 * \left(\frac{6,185}{100} - 0,4 * \frac{0,805}{100}\right)} * 10^4 = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = \frac{0,15}{100} * 8 * 100 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

∴ Área de aço adotada será 2,70 cm²/m

Cálculo da área de aço necessária entre laje 4 e 5:

$$M_d = 6,98 \text{ kNm}$$

$$x = 0,818 \text{ cm}$$

$$d = 6,185 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * (d - 0,4 * x)} = \frac{6,98 * 10^3}{434,78 * 10^6 * \left(\frac{6,185}{100} - 0,4 * \frac{0,818}{100}\right)} * 10^4 = 2,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = \frac{0,15}{100} * 8 * 100 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

∴ Área de aço adotada será 2,74 cm²/m

Tabela 55 - Área de aço calculada para armadura negativa

Laje		Md (kNm/m)	Fyd (MPa)	d (cm)	x (cm)	As (cm ²)
1	5	4,550	434,78	6,19	0,52	1,75
1	6	0,980	434,78	6,19	0,11	0,37
3	4	1,579	434,78	6,19	0,18	0,59
3	11	6,880	434,78	6,19	0,81	2,70
4	5	6,980	434,78	6,19	0,82	2,74
5	6	8,640	434,78	6,19	1,03	3,44
5	13	7,210	434,78	6,19	0,85	2,84
6	7	8,570	434,78	6,19	1,02	3,41
6	14	0,780	434,78	6,19	0,09	0,29
11	12	1,580	434,78	6,19	0,18	0,59
11	19	8,590	434,78	6,19	1,02	3,42
12	13	1,580	434,78	6,19	0,18	0,59
13	24	8,740	434,78	6,19	1,04	3,48
19	22	8,580	434,78	6,19	1,02	3,42

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 56 - Área de aço mínima para armadura negativa

Laje		$p_{mín}$	b_w (cm)	Espessura (m)	Área de concreto (cm ² /m)	Área de aço mínima (cm ² /m)
1	5	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
1	6	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
3	4	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
3	11	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
4	5	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
5	6	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
5	13	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
6	7	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
6	14	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
11	12	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
11	19	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
12	13	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
13	24	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200
19	22	0,0015	100,00	0,08	800,00	1,200

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 57 - Área de aço adotada para armadura negativa

Laje		Área de aço mínima (cm ² /m)	Área de aço calculada (cm ² /m)	Área de aço adotada (cm ² /m)
1	5	1,200	1,751	1,751
1	6	1,200	0,367	1,200
3	4	1,200	0,594	1,200
3	11	1,200	2,699	2,699
4	5	1,200	2,741	2,741
5	6	1,200	3,441	3,441
5	13	1,200	2,836	2,836
6	7	1,200	3,411	3,411
6	14	1,200	0,292	1,200
11	12	1,200	0,594	1,200
11	19	1,200	3,420	3,420
12	13	1,200	0,594	1,200
13	24	1,200	3,484	3,484
19	22	1,200	3,416	3,416

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.3 Dimensionamento das armaduras negativas de lajes sem continuidade

Para situação de encontro de lajes em que não há continuidade ou em bordas de lajes apoiadas em vigas, a NBR 6118:2014 preconiza a utilização de armadura mínima. Para determinação da área de aço a ser dotada, utiliza-se a Equação 26.

$$A_{s,mín} = 0,67 * \rho_{mín} * b * h \quad (26)$$

Onde $\rho_{mín}$ é igual a 0,15%, b igual a 100 cm e h corresponde à espessura da laje sob análise. Com base nisso, obteve-se a Tabela 58.

Tabela 58 - Área de aço mínima para armaduras negativas sem continuidade

Laje	h (cm)	b (cm)	As,mín (cm²/m)
1	8	100,0	0,80
3	8	100,0	0,80
4	8	100,0	0,80
5	8	100,0	0,80
6	8	100,0	0,80
11	8	100,0	0,80
12	8	100,0	0,80
13	8	100,0	0,80
14	8	100,0	0,80
19	8	100,0	0,80
21	8	100,0	0,80

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.4 Detalhamento das armaduras à flexão

5.7.4.1 Economia de ponta

De acordo com Perlin, Pinto e Padaratz (2020, p. 48), a variação do momento fletor positivo nas lajes permite a diminuição da quantidade de armaduras junto aos apoios, de modo a aumentar o espaçamento entre elas nessas regiões. Com isso, o comprimento das barras é relacionado diretamente com o diagrama de momentos fletores nas respectivas localidades, o que, por sua vez, está ligado ao tipo de apoio nas bordas das lajes.

Faz-se o dimensionamento de modo a obter-se uma estrutura que suporte as solicitações, atendendo aos critérios normativos, e econômica. Entretanto, não será empregado o sistema de economia de ponta no detalhamento das armaduras, visando o aumento de produtividade da mão de obra – diminuindo a necessidade de diferentes disposições da armadura e possibilidade de erros de locação. Trata de uma obra local, na qual serão empregados trabalhadores residentes nas proximidades, desse modo, não se pode assegurar a experiência da mão de obra.

5.7.4.2 Número de barras por metro

Como citado no item 5.7.4.1 não será adotada economia de ponta, assim, ter-se-á uma distribuição uniforme das barras. Para determinação do número de barras necessárias por metro, basta dividir a área de aço por metro pela área unitária da barra de aço, conforme Equação 27.

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} \quad (27)$$

A Tabela 59 apresenta os valores de área de aço unitário ($A_{s,uni}$) de acordo com a bitola.

Tabela 59 - Área de aço unitária por bitola

Classe	Bitolas disponíveis (mm)	Área de aço unitária (cm ²)
CA-50	6,3	0,312
CA-50	8,0	0,503
CA-50	10,0	0,785
CA-50	12,5	1,227
CA-50	16,0	2,011
CA-50	20,0	3,142
CA-60	5,0	0,196

Fonte: Autoria própria (2022)

Cálculo do número de barras por metro para menor vão da laje 3:

Bitola adotada: 6,3 mm

$$A_{s,uni} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 3,975 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{3,975}{0,312} = 12,75 \text{ barras/m}$$

Cálculo do número de barras por metro para maior vão da laje 3:

Bitola adotada: 6,3 mm

$$A_{s,uni} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 2,793 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{2,793}{0,312} = 8,96 \text{ barras/m}$$

Cálculo do número de barras por metro para menor vão da laje 4:

Bitola adotada: 6,3 mm

$$A_{s,uni} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 1,200 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{1,200}{0,312} = 3,85 \text{ barras/m}$$

Cálculo do número de barras por metro para maior vão da laje 4:

Bitola adotada: 6,3 mm

$$A_{s,uni} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 0,900 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{0,900}{0,312} = 2,89 \text{ barras/m}$$

A Tabela 60 e Tabela 61 apresentam o número de barras necessárias por metro para o menor e maior vão das lajes respectivamente.

Tabela 60 - Número de barras necessárias por metro para menor vão

Laje	Área de aço (cm ² /m)	Bitola adotada (mm)	Área de aço unitária (cm ²)	Número de barras necessárias por metro
1	1,200	6,30	0,31	3,85
3	3,975	6,30	0,31	12,75
4	1,200	6,30	0,31	3,85
5	2,779	6,30	0,31	8,91
6	2,519	6,30	0,31	8,08
11	3,112	6,30	0,31	9,98
12	1,200	6,30	0,31	3,85
13	4,822	6,30	0,31	15,47
14	1,200	6,30	0,31	3,85
19	2,533	6,30	0,31	8,13
21	2,367	6,30	0,31	7,59

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 61 - Número de barras necessárias por metro para maior vão

Laje	Área de aço (cm ²)	Bitola adotada (mm)	Área de aço unitária (cm ²)	Número de barras necessárias por metro
1	0,900	6,30	0,31	2,89
3	2,793	6,30	0,31	8,96
4	0,900	6,30	0,31	2,89
5	1,682	6,30	0,31	5,39
6	0,683	6,30	0,31	2,19
11	0,612	6,30	0,31	1,96
12	0,900	6,30	0,31	2,89
13	2,566	6,30	0,31	8,23
14	0,900	6,30	0,31	2,89
19	0,658	6,30	0,31	2,11
21	0,900	6,30	0,31	2,89

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.4.3 Espaçamento entre barras

Para o cálculo do espaçamento (s), utiliza-se a Equação 28, divide-se um metro pelo número de barras por metro (n).

$$s = \frac{100}{n} \quad (28)$$

Arredonda-se o valor obtido para o inteiro inferior, em seguida, faz-se a comparação com os limites estabelecidos pela NBR 6118:2014, em seu item 20.1, conforme apresentado a seguir.

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 2h \end{array} \right\}$$

Para armadura de distribuição de lajes unidirecionais, a NBR 6118:2014 permite a adoção de espaçamento máximo de 33 cm. Desse modo, para essa armadura, não é necessário observar os valores apresentados anteriormente.

Cálculo do espaçamento para o menor vão da laje 3:

$$n = 12,75 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{12,75} = 7,84 \text{ cm} \rightarrow 7 \text{ cm}$$

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 2h \end{array} \right\}$$

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 2 * 8 \end{array} \right\}$$

$$s \leq 16$$

∴ espaçamento adotado igual a 7 cm por barra

Cálculo do espaçamento para o maior vão da laje 3:

$$n = 8,96 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{8,96} = 11,16 \text{ cm} \rightarrow 11 \text{ cm}$$

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 2h \end{array} \right\}$$

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 2 * 8 \end{array} \right\}$$

$$s \leq 16$$

∴ espaçamento adotado igual a 11 cm por barra

Cálculo do espaçamento para o menor vão da laje 4:

$$n = 3,85 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{3,85} = 25,97 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm}$$

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 2h \end{array} \right\}$$

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 2 * 8 \end{array} \right\}$$

$$s \leq 16$$

∴ espaçamento adotado igual a 16 cm por barra

Cálculo do espaçamento para o maior vão da laje 4:

$$n = 2,89 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{2,89} = 34,60 \text{ cm} \rightarrow 34 \text{ cm}$$

$$s \leq 33$$

∴ espaçamento adotado igual a 33 cm por barra

A Tabela 62 e Tabela 63 apresentam os valores de espaçamento obtidos para o menor e maior vão das lajes sob análise.

Tabela 62 - Espaços calculados para o menor vão das lajes

Laje	Número de barras necessárias	Espaçamento calculado (cm)	Espaçamento máximo 20cm (cm)	Espaçamento máximo 2xEspessura (cm)	Espaçamento adotado (cm)
1	3,85	25	20	16	16
3	12,75	7	20	16	7
4	3,85	25	20	16	16
5	8,91	11	20	16	11
6	8,08	12	20	16	12
11	9,98	10	20	16	10
12	3,85	25	20	16	16
13	15,47	6	20	16	6
14	3,85	25	20	16	16
19	8,13	12	20	16	12
21	7,59	13	20	16	13

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 63 - Espaçamentos calculados para o maior vão das lajes

Laje	Número de barras necessárias	Espaçamento calculado (cm)	Espaçamento máximo por norma (cm)	Espaçamento máximo 2xEspessura (cm)	Espaçamento adotado (cm)
1	2,89	34	33	-	33
3	8,96	11	20	16	11
4	2,89	34	33	-	33
5	5,39	18	20	16	16
6	2,19	45	20	16	16
11	1,96	50	20	16	16
12	2,89	34	33	-	33
13	8,23	12	20	16	12
14	2,89	34	33	-	33
19	2,11	47	20	16	16
21	2,89	34	33	-	33

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.4.4 Quantidade de barras na laje

A determinação da quantidade de barras está relacionada com o vão livre e o espaçamento e pode ser calculada por meio da Equação 29. No caso de cálculo da armadura para o menor vão, o vão livre a ser empregado no cálculo será o do maior vão e vice-versa.

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 \quad (29)$$

Cálculo da quantidade de barras no menor vão da laje 3:

$$l_{livre} = 4,46 \text{ m}$$

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

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{4,46}{0,07} - 1 = 62,71 \rightarrow 63 \text{ barras}$$

Cálculo da quantidade de barras no maior vão da laje 3:

$$l_{livre} = 3,58 \text{ m}$$

$$s = 11 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{3,58}{0,11} - 1 = 31,55 \rightarrow 32 \text{ barras}$$

Cálculo da quantidade de barras no menor vão da laje 4:

$$l_{livre} = 3,58 \text{ m}$$

$$s = 16 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{3,58}{0,16} - 1 = 21,38 \rightarrow 22 \text{ barras}$$

Cálculo da quantidade de barras no maior vão da laje 4:

$$l_{livre} = 1,69 \text{ m}$$

$$s = 16 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{1,69}{0,16} - 1 = 9,56 \rightarrow 10 \text{ barras}$$

As Tabela 64 e 65 apresentam a quantidade de barras total necessária para cada um dos vãos.

Tabela 64 - Quantidade de barras distribuídas no sentido do menor vão

Laje	Espaçamento adotado (cm)	Vão livre (m)	Quantidade de barras
1	16,00	5,28	32
3	7,00	4,46	63
4	16,00	3,58	22
5	11,00	3,58	32
6	12,00	3,58	29
11	10,00	4,46	44
12	16,00	5,00	31
13	6,00	5,00	83
14	16,00	2,08	12
19	12,00	4,46	37
21	13,00	4,30	33

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 65 - Quantidade de barras distribuídas no sentido do maior vão

Laje	Espaçamento adotado (cm)	Vão livre (m)	Quantidade de barras
1	33,00	1,07	3
3	11,00	3,58	32
4	33,00	1,69	5
5	16,00	3,05	19
6	16,00	2,08	12
11	16,00	2,35	14
12	33,00	1,69	5
13	12,00	3,05	25
14	33,00	0,95	2
19	16,00	2,50	15
21	33,00	1,75	5

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.4.5 Comprimento das armaduras positivas das lajes

Na determinação do comprimento total da barra leva-se em consideração o comprimento de ancoragem que, para as lajes, pode ser considerado como sendo 10Φ . Todavia, a NBR 6118:2014 em seu item 20.1 preconiza que a armadura positiva, nas lajes em que não é feita a análise explícita do acréscimo de armaduras devido aos momentos volventes e é desconsiderada a adoção de armaduras transversais seguindo as orientações normativas, deva ser prolongada no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio. Desse modo, utiliza-se o maior valor entre as Equações 30 e 31 para determinação dos comprimentos a serem adotados.

$$C = 10\Phi + l_0 + 10\Phi \quad (30)$$

$$C = \left(\frac{a_1}{2} + 4\right) + l_0 + \left(\frac{a_2}{2} + 4\right) \quad (31)$$

Verifica-se se o comprimento calculado pode ser alocado no espaço disponível. Caso não seja possível, adota-se ganchos voltados para parte superior. De acordo com Perlin, Pinto e Padaratz (2020), tais elementos deverão ter comprimento de mesmo valor da espessura da laje, sendo necessário descontar os cobrimentos, inferiores e superiores, e considerar a diferença de nível entre a armadura no sentido do maior vão e no sentido do menor.

Cálculo para menor vão da laje 3:

$$l_0 \rightarrow 3,58 \text{ m}$$

$$\Phi \rightarrow 6,3 \text{ mm}$$

$$C = 10\Phi + l_0 + 10\Phi = 10 * 0,0063 + 3,58 + 10 * 0,0063 = 3,71 \text{ m}$$

$$C = \left(\frac{a_1}{2} + 4\right) + l_0 + \left(\frac{a_2}{2} + 4\right) = \left(\frac{14}{2} + 4\right) + 3,58 + \left(\frac{14}{2} + 4\right) = 3,80 \text{ m}$$

$$C = 3,80 \text{ m}$$

Cálculo para maior vão da laje 3:

$$l_0 \rightarrow 4,46 \text{ m}$$

$$\Phi \rightarrow 6,3 \text{ mm}$$

$$C = 10\Phi + l_0 + 10\Phi = 10 * 0,0063 + 4,46 + 10 * 0,0063 = 4,59 \text{ m}$$

$$C = \left(\frac{a_1}{2} + 4\right) + l_0 + \left(\frac{a_2}{2} + 4\right) = \left(\frac{14}{2} + 4\right) + 4,46 + \left(\frac{14}{2} + 4\right) = 4,68 \text{ m}$$

$$C = 4,68 \text{ m}$$

Cálculo para menor vão da laje 4:

$$l_0 \rightarrow 1,69 \text{ m}$$

$$\Phi \rightarrow 6,3 \text{ mm}$$

$$C = 10\Phi + l_0 + 10\Phi = 10 * 0,0063 + 1,69 + 10 * 0,0063 = 1,82 \text{ m}$$

$$C = \left(\frac{a_1}{2} + 4\right) + l_0 + \left(\frac{a_2}{2} + 4\right) = \left(\frac{14}{2} + 4\right) + 1,69 + \left(\frac{14}{2} + 4\right) = 1,91 \text{ m}$$

$$C = 1,91 \text{ m}$$

Cálculo para maior vão da laje 4:

$$l_0 \rightarrow 3,58 \text{ m}$$

$$\Phi \rightarrow 6,3 \text{ mm}$$

$$C = 10\Phi + l_0 + 10\Phi = 10 * 0,0063 + 3,58 + 10 * 0,0063 = 3,71 \text{ m}$$

$$C = \left(\frac{a_1}{2} + 4\right) + l_0 + \left(\frac{a_2}{2} + 4\right) = \left(\frac{14}{2} + 4\right) + 3,58 + \left(\frac{14}{2} + 4\right) = 3,80 \text{ m}$$

$$C = 3,80 \text{ m}$$

Os resultados obtidos para as lajes estão apresentados na Tabela 66 e Tabela 67.

Tabela 66 - Comprimento das barras na direção do menor vão

Laje	Vão livre (m)	Comprimento de ancoragem (m)		Comprimento da barra (m)
		Apoio 1	Apoio 2	
1	1,07	0,11	0,11	1,29
3	3,58	0,11	0,11	3,80
4	1,69	0,11	0,11	1,91
5	3,05	0,11	0,11	3,27
6	2,08	0,11	0,11	2,30
11	2,35	0,11	0,11	2,57
12	1,69	0,11	0,11	1,91
13	3,05	0,11	0,11	3,27
14	0,95	0,11	0,11	1,17
19	2,5	0,11	0,11	2,72
21	1,75	0,11	0,11	1,97

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 67 - Comprimento das barras na direção do maior vão

Laje	Vão livre	Comprimento de ancoragem (mm)		Comprimento da barra (m)
		Apoio 1	Apoio 2	
1	5,28	0,11	0,11	5,50
3	4,46	0,11	0,11	4,68
4	3,58	0,11	0,11	3,80
5	3,58	0,11	0,11	3,80
6	3,58	0,11	0,11	3,80
11	4,46	0,11	0,11	4,68
12	5,00	0,11	0,11	5,22
13	5,00	0,11	0,11	5,22
14	2,08	0,11	0,11	2,30
19	4,46	0,11	0,11	4,68
21	4,30	0,11	0,11	4,52

Fonte: Autoria própria (2022)

Optou-se por agrupar as barras a serem utilizadas para a armadura positiva de acordo com o comprimento. A Tabela 68 apresenta as nomenclaturas adotadas para cada um dos comprimentos.

Tabela 68 - Nomenclatura das barras da armadura positiva

N	Comprimento (cm)
1	1,17
2	1,29
3	1,91
4	1,97
5	2,30
6	2,57
7	2,72
8	3,27
9	3,80
10	4,52
11	4,68
12	5,22
13	5,50

Fonte: Autoria própria (2022)

Após feita essa classificação, elaborou-se a Tabela 69 e Tabela 70 contendo o detalhamento das armaduras utilizadas em cada uma das lajes sob análise, tanto na direção do menor vão, quanto na direção do maior vão.

Tabela 69 - Detalhamento armadura na direção do menor vão

Laje	Detalhamento
1	32 N2 6,3 c/16 C=120
3	63 N9 6,3 c/7 C=371
4	22 N3 6,3 c/16 C=182
5	32 N8 6,3 c/11 C=318
6	29 N5 6,3 c/12 C=221
11	44 N6 6,3 c/10 C=248
12	31 N3 6,3 c/16 C=182
13	83 N8 6,3 c/6 C=318
14	12 N1 6,3 c/16 C=108
19	37 N7 6,3 c/12 C=263
21	33 N4 6,3 c/13 C=188

Fonte: Autoria própria

Tabela 70 - Detalhamento armadura na direção do maior vão

Laje	Detalhamento
1	3 N13 6,3 c/33 C=541
3	32 N11 6,3 c/11 C=459
4	5 N9 6,3 c/33 C=371
5	19 N9 6,3 c/16 C=371
6	12 N9 6,3 c/16 C=371
11	14 N11 6,3 c/16 C=459
12	5 N12 6,3 c/33 C=513
13	25 N12 6,3 c/12 C=513
14	2 N5 6,3 c/33 C=221
19	15 N11 6,3 c/16 C=459
21	5 N10 6,3 c/33 C=443

Fonte: Autoria própria

A Figura 25 exibe o detalhamento das armaduras para as lajes do pavimento tipo sob análise.

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{1,200}{0,312} = 3,85 \text{ barras/m}$$

Cálculo do número de barras por metro entre laje 3 e laje 11:

Bitola adotada: 6,3 mm

$$A_{s,uni} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 2,699 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{2,699}{0,312} = 8,66 \text{ barras/m}$$

Cálculo do número de barras por metro entre laje 4 e laje 5:

Bitola adotada: 6,3 mm

$$A_{s,uni} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 2,741 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{2,741}{0,312} = 8,79 \text{ barras/m}$$

A Tabela 71 apresenta o número de barras necessárias por metro para armadura negativa entre lajes.

Tabela 71 - Número de barras necessárias por metro para armadura negativa para lajes com continuidade

Laje		Área de aço (cm ² /m)	Bitola adotada (mm)	Área de aço unitária (cm ²)	Número de barras necessárias por metro
1	5	1,751	6,30	0,31	5,62
1	6	1,200	6,30	0,31	3,85
3	4	1,200	6,30	0,31	3,85
3	11	2,699	6,30	0,31	8,66
4	5	2,741	6,30	0,31	8,79
5	6	3,441	6,30	0,31	11,04
5	13	2,836	6,30	0,31	9,10
6	7	3,411	6,30	0,31	10,94
6	14	1,200	6,30	0,31	3,85
11	12	1,200	6,30	0,31	3,85
11	19	3,420	6,30	0,31	10,97
12	13	1,200	6,30	0,31	3,85
13	24	3,484	6,30	0,31	11,18
19	22	3,416	6,30	0,31	10,96

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.5.2 Espaçamento entre barras

Para o cálculo do espaçamento (s), utiliza-se a Equação 28, divide-se um metro (100 cm) pelo número de barras por metro (n). Assim como para armaduras positivas, deve-se observar o espaçamento máximo conforme critério a seguir.

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 2h \end{array} \right\}$$

Cálculo do número de barras por metro entre laje 3 e laje 4:

$$n = 3,85 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{3,85} = 25,97 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm}$$

$$25 > 16 \text{ cm} \rightarrow \text{Adota-se } 16 \text{ cm}$$

Cálculo do número de barras por metro entre laje 3 e laje 11:

$$n = 8,66 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{8,66} = 11,55 \text{ cm} \rightarrow 11 \text{ cm}$$

$$11 \leq 16 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

Cálculo do número de barras por metro entre laje 4 e laje 5:

$$n = 8,79 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{8,79} = 11,38 \text{ cm} \rightarrow 11 \text{ cm}$$

$$11 \leq 16 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

A Tabela 72 apresenta os valores de espaçamento obtidos para as armaduras negativas entre as lajes sob análise.

Tabela 72 - Espaçamento adotado para armadura negativa para lajes com continuidade

Laje		Número de barras necessárias	Espaçamento calculado (cm)	Espaçamento máximo 20 cm ou 2h (cm)	Espaçamento adotado (cm)
1	5	5,62	17	16	16
1	6	3,85	25	16	16
3	4	3,85	25	16	16
3	11	8,66	11	16	11
4	5	8,79	11	16	11
5	6	11,04	9	16	9
5	13	9,10	10	16	10
6	7	10,94	9	16	9
6	14	3,85	25	16	16
11	12	3,85	25	16	16
11	19	10,97	9	16	9
12	13	3,85	25	16	16
13	24	11,18	8	16	8
19	22	10,96	9	16	9

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.5.3 Quantidade de barras na laje

A determinação da quantidade de barras está relacionada com o vão livre e o espaçamento e pode ser calculada por meio da Equação 29. No caso de cálculo da armadura negativa, utiliza-se o vão em comum entre as lajes.

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 \quad (32)$$

Cálculo da quantidade de barras entre laje 3 e laje 4:

$$l_{livre} = 3,58 \text{ m}$$

$$s = 16 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{3,58}{0,16} - 1 = 21,375 \rightarrow 22 \text{ barras}$$

Cálculo da quantidade de barras entre laje 3 e laje 11:

$$l_{livre} = 4,46 \text{ m}$$

$$s = 11 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{4,46}{0,11} - 1 = 39,55 \rightarrow 40 \text{ barras}$$

Cálculo da quantidade de barras entre laje 4 e laje 5:

$$l_{livre} = 3,58 \text{ m}$$

$$s = 11 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{3,58}{0,11} - 1 = 31,55 \rightarrow 32 \text{ barras}$$

A apresenta a quantidade de barras total necessária para cada um dos vãos.

Tabela 73 - Quantidade de barras entre lajes para armadura negativa para lajes com continuidade

Laje		Espaçamento adotado (cm)	Vão livre (m)	Quantidade de barras
1	5	16	3,05	19
1	6	16	2,08	12
3	4	16	3,58	22
3	11	11	4,46	40
4	5	11	3,58	32
5	6	9	3,58	39
5	13	10	3,05	30
6	7	9	3,58	39
6	14	16	2,08	12
11	12	16	2,35	14
11	19	9	4,46	49
12	13	16	5,00	31
13	24	8	3,05	38
19	22	9	4,46	49

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.5.4 Comprimento das armaduras das lajes

Para determinação do comprimento total da barra, de acordo com o prescrito por Perlin, Pinto e Padaratz (2020), será utilizado o diagrama triangular de momentos já deslocados com base igual a quarta parte do maior dos menores vãos das lajes, em caso de ambas as lajes engastadas, ou a quarta parte do menor vão da laje engastada, quando a outra for apoiada. Além disso, deverá ser considerada uma ancoragem de 10Φ para cada lado e o gancho construtivo para cada um dos lados também. Com isso, tem-se a equação 33 para determinação do comprimento das barras.

$$C = g_e + 10\Phi + 2 * l_{x,máx} + 10\Phi + g_d \quad (33)$$

$$gancho = h - c_i - c_s \quad (34)$$

c_i → Cobrimento Inferior

c_s → Cobrimento Superior

Cálculo do comprimento das barras entre laje 3 e laje 4:

Laje 4 → Engastada

Laje 3 → Apoiada

 $l_{x,máx} \rightarrow 1,74/4 \text{ m}$ $\Phi \rightarrow 6,3 \text{ mm}$ $h = 8 \text{ cm}$ $c_s = 1,5 \text{ cm}$ $c_i = 3,0 \text{ cm}$

$$C = g_e + 10\Phi + 2 * l_{x,máx} + 10\Phi + g_d$$

$$= (8 - 3 - 1,5) + 10 * 0,63 + 2 * \frac{174}{4} + 10 * 0,63 + (8 - 3 - 1,5) = 1,07 \text{ m}$$

Cálculo do comprimento das barras entre laje 3 e laje 11:

Laje 11 → Engastada

Laje 3 → Apoiada

 $l_{x,máx} \rightarrow 2,40/4 \text{ m}$ $\Phi \rightarrow 6,3 \text{ mm}$ $h = 8 \text{ cm}$ $c_s = 1,5 \text{ cm}$ $c_i = 3,0 \text{ cm}$

$$C = g_e + 10\Phi + 2 * l_{x,máx} + 10\Phi + g_d$$

$$= (8 - 3 - 1,5) + 10 * 0,63 + 2 * \frac{240}{4} + 10 * 0,63 + (8 - 3 - 1,5) = 1,40 \text{ m}$$

Cálculo do comprimento das barras entre laje 4 e laje 5:

Laje 4 → Engastada

Laje 5 → Apoiada

 $l_{x,máx} \rightarrow 1,74/4 \text{ m}$ $\Phi \rightarrow 6,3 \text{ mm}$ $h = 8 \text{ cm}$

$$c_s = 1,5 \text{ cm}$$

$$c_i = 3,0 \text{ cm}$$

$$C = g_e + 10\Phi + 2 * l_{x,máx} + 10\Phi + g_d$$
$$= (8 - 3 - 1,5) + 10 * 0,63 + 2 * \frac{174}{4} + 10 * 0,63 + (8 - 3 - 1,5) = 1,07 \text{ m}$$

Os resultados obtidos para as lajes estão apresentados na Tabela 74.

Tabela 74 - Comprimento total das barras da armadura negativa para lajes com continuidade

Laje		Bitola adotada (mm)	L1	L2	Lx1 (m)	Lx2 (m)	Lx,máx	h1 (m)	h2 (m)	Ci (cm)	Cs (cm)	Gancho 1 (m)	Gancho 2 (m)	Comprimento barra (cm)
1	5	6,30	Engastada	Apoiada	1,118	-	0,280	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	76
1	6	6,30	Engastada	Apoiada	1,118	-	0,280	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	76
3	4	6,30	Apoiada	Engastada	-	1,738	0,435	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	107
3	11	6,30	Apoiada	Engastada	-	2,398	0,600	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	140
4	5	6,30	Engastada	Apoiada	1,738	-	0,435	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	107
5	6	6,30	Engastada	Engastada	3,098	2,128	0,775	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	175
5	13	6,30	Engastada	Engastada	3,098	3,098	0,775	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	175
6	7	6,30	Engastada	Engastada	2,128	2,128	0,532	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	126
6	14	6,30	Apoiada	Engastada	-	0,998	0,250	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	70
11	12	6,30	Apoiada	Engastada	-	1,738	0,435	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	107
11	19	6,30	Engastada	Engastada	2,398	2,548	0,637	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	147
12	13	6,30	Engastada	Apoiada	1,738	-	0,435	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	107
13	24	6,30	Engastada	Engastada	3,098	3,098	0,775	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	175
19	22	6,30	Engastada	Engastada	2,548	2,548	0,637	0,08	0,08	3,0	1,5	0,035	0,035	147

Fonte: Autoria própria (2022)

Após feita essa classificação, elaborou-se a Tabela 75 contendo o detalhamento das armaduras a serem adotadas para as lajes com continuidade.

Tabela 75 - Detalhamento das armaduras negativas para lajes com continuidade

Laje		Detalhamento
1	5	19 N14 6,3 c/16 C=76
1	6	12 N14 6,3 c/16 C=76
3	4	22 N15 6,3 c/16 C=107
3	11	40 N16 6,3 c/11 C=140
4	5	32 N15 6,3 c/11 C=107
5	6	39 N17 6,3 c/9 C=175
5	13	30 N17 6,3 c/10 C=175
6	7	39 N15 6,3 c/9 C=126
6	14	12 N19 6,3 c/16 C=70
11	12	14 N15 6,3 c/16 C=107
11	19	49 N16 6,3 c/9 C=147
12	13	31 N15 6,3 c/16 C=107
13	24	38 N17 6,3 c/8 C=175
19	22	49 N16 6,3 c/9 C=147

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.6 Detalhamento das armaduras negativas sem continuidade

5.7.6.1 Número de barras por metro

Para determinação do número de barras necessárias por metro, basta dividir a área de aço por metro pela área unitária da barra de aço, conforme apresentado anteriormente na Equação 27.

Cálculo do número de barras por metro para laje 3:

Bitola adotada: 6,3 mm

$$A_{s,uni} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 0,804 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{0,804}{0,312} = 2,58 \text{ barras/m}$$

Cálculo do número de barras por metro para laje 4:

Bitola adotada: 6,3 mm

$$A_{s,uni} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/m} = 0,804 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{A_{s/m}}{A_{s,uni}} = \frac{0,804}{0,312} = 2,58 \text{ barras/m}$$

A Tabela 76 apresenta o número de barras necessárias por metro para armadura negativa entre lajes.

Tabela 76 - Número de barras por metro para armadura negativa de lajes sem continuidade

Laje	Bitola (mm)	As,mín (cm²/m)	Número de barras por metro
1	6,3	0,804	2,58
3	6,3	0,804	2,58
4	6,3	0,804	2,58
5	6,3	0,804	2,58
6	6,3	0,804	2,58
11	6,3	0,804	2,58
12	6,3	0,804	2,58
13	6,3	0,804	2,58
14	6,3	0,804	2,58
19	6,3	0,804	2,58
21	6,3	0,804	2,58

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.6.2 Espaçamento entre barras

Para o cálculo do espaçamento (s), utiliza-se a Equação 28, divide-se um metro pelo número de barras por metro (n). Assim como para armaduras positivas, deve-se observar o espaçamento máximo conforme critério a seguir.

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 2h \end{array} \right\}$$

Cálculo do espaçamento para laje 3:

$$n = 2,58 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{2,58} = 38,76 \text{ cm} \rightarrow 38 \text{ cm}$$

$$38 \leq 16 \text{ cm} \rightarrow \text{Não}$$

\therefore Adota-se espaçamento igual a 16 cm

Cálculo do espaçamento para laje 4:

$$n = 2,58 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{n} = \frac{100}{2,58} = 38,76 \text{ cm} \rightarrow 38 \text{ cm}$$

$$38 \leq 16 \text{ cm} \rightarrow \text{Não}$$

\therefore Adota-se espaçamento igual a 16 cm

A Tabela 77 apresenta os valores de espaçamento obtidos para as armaduras negativas para lajes sem continuidade.

Tabela 77 - Espaçamento adotado para armadura negativa para lajes sem continuidade

Laje	Número de barras por metro	Espaçamento máximo 20 cm ou 2h (cm)	Espaçamento calculado (cm)	Espaçamento adotado (cm)
1	2,58	16,00	38,0	16
3	2,58	16,00	38,0	16
4	2,58	16,00	38,0	16
5	2,58	16,00	38,0	16
6	2,58	16,00	38,0	16
11	2,58	16,00	38,0	16
12	2,58	16,00	38,0	16
13	2,58	16,00	38,0	16
14	2,58	16,00	38,0	16
19	2,58	16,00	38,0	16
21	2,58	16,00	38,0	16

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.6.3 Quantidade de barras na laje

A determinação da quantidade de barras está relacionada com o vão livre e o espaçamento e pode ser calculada por meio da Equação 29. No caso de cálculo da armadura negativa sem continuidade, utiliza-se o vão sem continuidade com lajes adjacentes.

Cálculo da quantidade de barras para laje 3 com Viga 2:

$$l_{livre} = 4,46 \text{ m}$$

$$s = 16 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{4,46}{0,16} - 1 = 26,875 \rightarrow 27 \text{ barras}$$

Cálculo da quantidade de barras para laje 3 com Viga 17:

$$l_{livre} = 3,58 \text{ m}$$

$$s = 16 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{3,58}{0,16} - 1 = 21,375 \rightarrow 22 \text{ barras}$$

Cálculo da quantidade de barras para laje 4 com Viga 2:

$$l_{livre} = 1,69 \text{ m}$$

$$s = 16 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{1,69}{0,16} - 1 = 9,5625 \rightarrow 10 \text{ barras}$$

Cálculo da quantidade de barras para laje 4 com Viga 3:

$$l_{livre} = 1,69 \text{ m}$$

$$s = 16 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1 = \frac{1,69}{0,16} - 1 = 9,5625 \rightarrow 10 \text{ barras}$$

A Tabela 78 apresenta a quantidade de barras total necessária para cada um dos vãos.

Tabela 78 - Quantidade de barras para armadura negativa de lajes sem continuidade

Laje	Apoios				Vão livre no sentido do apoio (m)				Quantidade de barras			
	Apoio 1	Apoio 2	Apoio 3	Apoio 4	Apoio 1	Apoio 2	Apoio 3	Apoio 4	Apoio 1	Apoio 2	Apoio 3	Apoio 4
1	V1	V2	V19	V27	5,28	-	1,07	1,07	32	-	6	6
3	V2	V3	V17	V18	4,46	-	3,58	-	27	-	22	-
4	V2	V3	V18	V20	1,69	-	1,69	-	10	-	10	-
5	V2	V3	V20	V22	-	3,05	-	-	-	19	-	-
6	V2	V3	V22	V28	-	-	-	-	-	-	-	-
11	V3	V5	V17	V18	-	-	2,35	-	-	-	14	-
12	V3	V8	V18	V20	1,69	1,69	-	2,50	10	10	-	15
13	V3	V8	V20	V22/V23/V24	-	-	-	5,00	-	-	-	31
14	V3	V4	V22	V28	-	2,08	0,95	0,95	-	12	5	5
19	V5	V8	V17	V18	-	-	2,50	2,50	-	-	15	15
21	V7	V10	V24	V33	4,30	4,30	1,75	1,75	26	26	10	10

Fonte: Autoria própria (2022)

5.7.6.4 Comprimento das armaduras das lajes

Segundo a NBR 6118:2014, para determinação do comprimento total das barras nas bordas das lajes sem continuidade, mas com ligação com elementos de apoio, a armadura negativa mínima deve ser de 0,15 vezes a dimensão do menor vão da laje (l_{0x}), contado a partir da face do apoio. Para isso, utiliza-se a Equação 35. Nas vigas, será adotado gancho de 25Φ , nas lajes, será utilizada a Equação 34.

$$C = g + (t - c_{viga}) + 0,15 * l_{0x} + g \quad (35)$$

$t \rightarrow$ Espessura da viga

$c_{viga} \rightarrow$ Cobrimento viga

Optou-se por fazer o arredondamento do gancho da viga, para o próximo valor inteiro superior e o arredondamento do comprimento final. Após os arredondamentos, o valor do gancho na laje será conforme calculado, sem arredondamentos, o gancho da viga será o valor arredondado conforme citado anteriormente e o comprimento reto será igual ao comprimento total arredondado menos os dois ganchos.

Cálculo do comprimento das barras entre laje 3 e viga 2:

$c_{viga} \rightarrow 4 \text{ cm}$

$l_{0x} \rightarrow 3,58 \text{ m}$

$t \rightarrow 14 \text{ cm}$

$\Phi \rightarrow 6,3 \text{ mm}$

$h = 8 \text{ cm}$

$c_s = 1,5 \text{ cm}$

$c_i = 3,0 \text{ cm}$

$$g_{viga} = 25 * 0,63 = 15,75 \rightarrow 16 \text{ cm}$$

$$C = g + (t - c_{viga}) + 0,15 * l_{0x} + g_{viga}$$

$$= (8 - 3 - 1,5) + (14 - 4) + 0,15 * 358 + 16 = 83,2 \text{ cm} \rightarrow 84 \text{ cm}$$

$$g_{viga} = 16 \text{ cm}$$

$$g_{laje} = 3,5 \text{ cm}$$

$$\text{Comprimento barra reta} = 84 - 16 - 3,5 = 64,5$$

Cálculo do comprimento das barras entre laje 3 e viga 17:

$$c_{viga} \rightarrow 4 \text{ cm}$$

$$l_{0x} \rightarrow 3,58 \text{ m}$$

$$t \rightarrow 14 \text{ cm}$$

$$\Phi \rightarrow 6,3 \text{ mm}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$c_s = 1,5 \text{ cm}$$

$$c_i = 3,0 \text{ cm}$$

$$g_{viga} = 25 * 0,63 = 15,75 \rightarrow 16 \text{ cm}$$

$$C = g + (t - c_{viga}) + 0,15 * l_{0x} + g_{viga}$$

$$= (8 - 3 - 1,5) + (14 - 4) + 0,15 * 358 + 16 = 83,2 \text{ cm} \rightarrow 84 \text{ cm}$$

$$g_{viga} = 16 \text{ cm}$$

$$g_{laje} = 3,5 \text{ cm}$$

$$\text{Comprimento barra reta} = 84 - 16 - 3,5 = 64,5$$

Cálculo do comprimento das barras entre laje 4 e viga 2:

$$c_{viga} \rightarrow 4 \text{ cm}$$

$$l_{0x} \rightarrow 3,58 \text{ m}$$

$$t \rightarrow 14 \text{ cm}$$

$$\Phi \rightarrow 6,3 \text{ mm}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$c_s = 1,5 \text{ cm}$$

$$c_i = 3,0 \text{ cm}$$

$$g_{viga} = 25 * 0,63 = 15,75 \rightarrow 16 \text{ cm}$$

$$C = g + (t - c_{viga}) + 0,15 * l_{0x} + g_{viga}$$

$$= (8 - 3 - 1,5) + (14 - 4) + 0,15 * 169 + 16 = 54,85 \text{ cm} \rightarrow 55 \text{ cm}$$

$$g_{viga} = 16 \text{ cm}$$

$$g_{laje} = 3,5 \text{ cm}$$

$$\text{Comprimento barra reta} = 55 - 16 - 3,5 = 35,5$$

Cálculo do comprimento das barras entre laje 4 e viga 18:

$$c_{viga} \rightarrow 4 \text{ cm}$$

$$l_{0x} \rightarrow 3,58 \text{ m}$$

$$t \rightarrow 14 \text{ cm}$$

$$\Phi \rightarrow 6,3 \text{ mm}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$c_s = 1,5 \text{ cm}$$

$$c_i = 3,0 \text{ cm}$$

$$g_{viga} = 25 * 0,63 = 15,75 \rightarrow 16 \text{ cm}$$

$$C = g + (t - c_{viga}) + 0,15 * l_{0x} + g_{viga}$$

$$= (8 - 3 - 1,5) + (14 - 4) + 0,15 * 169 + 16 = 54,85 \text{ cm} \rightarrow 55 \text{ cm}$$

$$g_{viga} = 16 \text{ cm}$$

$$g_{laje} = 3,5 \text{ cm}$$

$$\text{Comprimento barra reta} = 55 - 16 - 3,5 = 36,5$$

Os resultados obtidos para as armaduras são apresentados nas Tabelas 79 e 80

Tabela 79 - Comprimento total das barras da armadura negativa de lajes sem continuidade

Laje	Apoios				Espessura da laje (cm)	Bitola (mm)	Cobrimento superior (cm)	Cobrimento inferior (cm)	Cobrimento viga (cm)	Espessura viga (cm)	Gancho apoio (cm)	Gancho laje (cm)	Menor vão livre (cm)	0,15 x vão livre (cm)	Comprimento total (cm)
	Apoio 1	Apoio 2	Apoio 3	Apoio 4											
1	V1	-	V19	V27	8	6,3	1,5	3	4	15	16	3,5	107	16,05	47
3	V2	-	V17	-	8	6,3	1,5	3	4	15	16	3,5	358	53,7	85
4	V2	-	V18	-	8	6,3	1,5	3	4	15	16	3,5	169	25,35	56
5	-	V3	-	-	8	6,3	1,5	3	4	15	16	3,5	305	45,75	77
6	-	-	-	-	8	6,3	1,5	3	4	15	16	3,5	208	31,2	62
11	-	-	V17	-	8	6,3	1,5	3	4	15	16	3,5	235	35,25	66
12	V3	V8	-	V20	8	6,3	1,5	3	4	15	16	3,5	169	25,35	56
13	-	-	-	V22/V23/V24	8	6,3	1,5	3	4	15	16	3,5	305	45,75	77
14	-	V4	V22	V28	8	6,3	1,5	3	4	15	16	3,5	95	14,25	45
19	-	-	V17	V18	8	6,3	1,5	3	4	15	16	3,5	250	37,5	68
21	V7	V10	V24	V33	8	6,3	1,5	3	4	15	16	3,5	175	26,25	57

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 80 - Resumo armaduras negativas em lajes sem continuidade

Laje	Apoio			
	Apoio 1	Apoio 2	Apoio 3	Apoio 4
1	32 N21 6,3 c/16 C=46	-	6 N21 6,3 c/16 C=46	6 N21 6,3 c/16 C=46
3	27 N22 6,3 c/16 C=84	-	22 N22 6,3 c/16 C=84	-
4	10 N23 6,3 c/16 C=55	-	10 N23 6,3 c/16 C=55	-
5	-	19 N24 6,3 c/16 C=76	-	-
6	-	-	-	-
11	-	-	14 N26 6,3 c/16 C=65	-
12	10 N23 6,3 c/16 C=55	10 N23 6,3 c/16 C=55	-	15 N23 6,3 c/16 C=55
13	-	-	-	31 N24 6,3 c/16 C=76
14	-	12 N27 6,3 c/16 C=44	5 N27 6,3 c/16 C=44	5 N27 6,3 c/16 C=44
19	-	-	15 N28 6,3 c/16 C=67	15 N28 6,3 c/16 C=67
21	26 N29 6,3 c/16 C=56	26 N29 6,3 c/16 C=56	10 N29 6,3 c/16 C=56	10 N29 6,3 c/16 C=56

Fonte: Autoria própria (2022)

5.8 ESTADO LIMITE ÚLTIMO – CISALHAMENTO

Deve-se verificar a necessidade de utilização de armadura transversal. Para isso, faz-se a verificação dos esforços cortantes de cálculo.

Para determinação dos esforços de cisalhamento será adotado o método das tabelas de Bares, transcritas por Carvalho e Figueiredo Filho (2014). A fim de obter os esforços de cisalhamento, faz-se a análise com base nos apoios entre as lajes.

Efetua-se, inicialmente, os cálculos dos esforços cortantes de cálculo, para isso, utilizou-se as Equações 36, 37, 38 e 39, com auxílio da Tabela 83. De posse dos valores pode-se determinar V_{sd} , que é caracterizado pelo maior valor obtido, ou seja, situação mais desfavorável.

$$q_x = k_x * p * \frac{l_x}{10} \quad (36)$$

$$q_y = k_y * p * \frac{l_x}{10} \quad (37)$$

$$q'_x = k'_x * p * \frac{l_x}{10} \quad (38)$$

$$q'_y = k'_y * p * \frac{l_x}{10} \quad (39)$$

Onde:

q → Reação de apoio da laje na viga;

k → Coeficiente tabelado;

p → Carga distribuída na laje (combinação última);

l_x → Menor vão da laje.

Cálculo para laje 3:

Tabela 81 - coeficiente k para laje 3

k		
Laje	3	
Caso	1	
λ (atual)	1,24	
λ (inferior)	1,2	
λ (superior)	1,25	
kx	Inferior	2,92
	Superior	3,00
	Resultante	2,99
kx-	Inferior	0,00
	Superior	0,00
	Resultante	0,00
ky	Inferior	2,50
	Superior	2,50
	Resultante	2,50
ky-	Inferior	0,00
	Superior	0,00
	Resultante	0,00

Fonte: Autoria própria (2022)

$$k_x \rightarrow 2,988$$

$$k'_x \rightarrow 0,00$$

$$k_y \rightarrow 2,50$$

$$k'_y \rightarrow 0,00$$

$$p \rightarrow 5,6 \text{ kN/m}^2$$

$$l_x \rightarrow 3,58 \text{ m}$$

Viga 2

$$q_x = k_x * p * \frac{l_x}{10} = 2,988 * 5,6 * \frac{3,58}{10} = 5,99 \text{ kN/m}$$

Viga 3

$$q_x = k_x * p * \frac{l_x}{10} = 2,988 * 5,6 * \frac{3,58}{10} = 5,99 \text{ kN/m}$$

Viga 17

$$q_y = k_y * p * \frac{l_x}{10} = 2,500 * 5,6 * \frac{3,58}{10} = 5,01 \text{ kN/m}$$

Viga 18

$$q_y = k_y * p * \frac{l_x}{10} = 2,500 * 5,6 * \frac{3,58}{10} = 5,01 \text{ kN/m}$$

Cálculo para laje 4:

Tabela 82 - Coeficiente k para laje 4

k		
Laje	4	
Caso	1	
λ (atual)	2,09	
λ (inferior)	2,05	
λ (superior)	2,1	
kx	Inferior	5,00
	Superior	5,00
	Resultante	5,00
kx-	Inferior	0,00
	Superior	0,00
	Resultante	0,00
ky	Inferior	2,50
	Superior	2,50
	Resultante	2,50
ky-	Inferior	0,00
	Superior	0,00
	Resultante	0,00

Fonte: Autoria própria (2022)

$$k_x \rightarrow 5,00$$

$$k'_x \rightarrow 0,00$$

$$k_y \rightarrow 2,50$$

$$k'_y \rightarrow 0,00$$

$$p \rightarrow 7,84 \text{ kN/m}^2$$

$$l_x \rightarrow 1,69 \text{ m}$$

Viga 2

$$q_y = k_y * p * \frac{l_x}{10} = 2,50 * 7,84 * \frac{1,69}{10} = 3,312 \text{ kN/m}$$

Viga 3

$$q_y = k_y * p * \frac{l_x}{10} = 2,50 * 7,84 * \frac{1,69}{10} = 3,312 \text{ kN/m}$$

Viga 17

$$q_x = k_x * p * \frac{l_x}{10} = 5,00 * 7,84 * \frac{1,69}{10} = 6,625 \text{ kN/m}$$

Viga 18

$$q_x = k_x * p * \frac{l_x}{10} = 5,00 * 7,84 * \frac{1,69}{10} = 6,625 \text{ kN/m}$$

Tabela 83 - Tabela para cálculo das reações de apoio das vigas

λ	Caso 1				Caso 2				Caso 3				Caso 4				Caso 5				Caso 6				Caso 7				Caso 8				Caso 9						
	kx	kx-	ky	ky-	kx	kx-	ky	ky-	kx	kx-	ky	ky-	kx	kx-	ky	ky-	kx	kx-	ky	ky-	kx	kx-	ky	ky-	kx	kx-	ky	ky-	kx	kx-	ky	ky-	kx	kx-	ky	ky-	kx	kx-	ky
1,00	2,50	0,00	2,50	0,00	1,83	0,00	2,32	4,02	2,32	4,02	1,83	0,00	1,83	3,17	1,83	3,17	1,44	0,00	0,00	3,56	0,00	3,56	1,44	0,00	1,44	2,50	0,00	3,03	0,00	3,03	1,44	2,50	0,00	2,50	0,00	2,50			
1,05	2,62	0,00	2,50	0,00	1,92	0,00	2,37	4,10	2,38	4,13	1,83	0,00	1,92	3,32	1,83	3,17	1,52	0,00	0,00	3,66	0,00	3,63	1,44	0,00	1,52	2,63	0,00	3,08	0,00	3,12	1,44	2,50	0,00	2,62	0,00	2,50			
1,10	2,73	0,00	2,50	0,00	2,01	0,00	2,41	4,17	2,44	4,23	1,83	0,00	2,00	3,46	1,83	3,17	1,59	0,00	0,00	3,75	0,00	3,69	1,44	0,00	1,59	2,75	0,00	3,11	0,00	3,21	1,44	2,50	0,00	2,73	0,00	2,50			
1,15	2,83	0,00	2,50	0,00	2,10	0,00	2,44	4,22	2,50	4,32	1,83	0,00	2,07	3,58	1,83	3,17	1,66	0,00	0,00	3,84	0,00	3,74	1,44	0,00	1,66	2,88	0,00	3,14	0,00	3,29	1,44	2,50	0,00	2,83	0,00	2,50			
1,20	2,92	0,00	2,50	0,00	2,20	0,00	2,46	4,27	2,54	4,41	1,83	0,00	2,14	3,70	1,83	3,17	1,73	0,00	0,00	3,92	0,00	3,80	1,44	0,00	1,73	3,00	0,00	3,16	0,00	3,36	1,44	2,50	0,00	2,92	0,00	2,50			
1,25	3,00	0,00	2,50	0,00	2,29	0,00	2,48	4,30	2,59	4,48	1,83	0,00	2,20	3,80	1,83	3,17	1,80	0,00	0,00	3,99	0,00	3,85	1,44	0,00	1,80	3,13	0,00	3,17	0,00	3,42	1,44	2,50	0,00	3,00	0,00	2,50			
1,30	3,08	0,00	2,50	0,00	2,38	0,00	2,49	4,32	2,63	4,55	1,83	0,00	2,25	3,90	1,83	3,17	1,88	0,00	0,00	4,06	0,00	3,89	1,44	0,00	1,88	3,25	0,00	3,17	0,00	3,48	1,44	2,50	0,00	3,08	0,00	2,50			
1,35	3,15	0,00	2,50	0,00	2,47	0,00	2,50	4,33	2,67	4,62	1,83	0,00	2,30	3,99	1,83	3,17	1,95	0,00	0,00	4,12	0,00	3,93	1,44	0,00	1,94	3,36	0,00	3,17	0,00	3,54	1,44	2,50	0,00	3,15	0,00	2,50			
1,40	3,21	0,00	2,50	0,00	2,56	0,00	2,50	4,33	2,70	4,68	1,83	0,00	2,35	4,08	1,83	3,17	2,02	0,00	0,00	4,17	0,00	3,97	1,44	0,00	2,00	3,47	0,00	3,17	0,00	3,59	1,44	2,50	0,00	3,21	0,00	2,50			
1,45	3,28	0,00	2,50	0,00	2,64	0,00	2,50	4,33	2,74	4,74	1,83	0,00	2,40	4,15	1,83	3,17	2,09	0,00	0,00	4,22	0,00	4,00	1,44	0,00	2,06	3,57	0,00	3,17	0,00	3,64	1,44	2,50	0,00	3,28	0,00	2,50			
1,50	3,33	0,00	2,50	0,00	2,72	0,00	2,50	4,33	2,77	4,79	1,83	0,00	2,44	4,23	1,83	3,17	2,17	0,00	0,00	4,25	0,00	4,04	1,44	0,00	2,11	3,66	0,00	3,17	0,00	3,69	1,44	2,50	0,00	3,33	0,00	2,50			
1,55	3,39	0,00	2,50	0,00	2,80	0,00	2,50	4,33	2,80	4,84	1,83	0,00	2,48	4,29	1,83	3,17	2,24	0,00	0,00	4,28	0,00	4,07	1,44	0,00	2,16	3,75	0,00	3,17	0,00	3,73	1,44	2,50	0,00	3,39	0,00	2,50			
1,60	3,44	0,00	2,50	0,00	2,87	0,00	2,50	4,33	2,82	4,89	1,83	0,00	2,52	4,36	1,83	3,17	2,31	0,00	0,00	4,30	0,00	4,10	1,44	0,00	2,21	3,83	0,00	3,17	0,00	3,77	1,44	2,50	0,00	3,44	0,00	2,50			
1,65	3,48	0,00	2,50	0,00	2,93	0,00	2,50	4,33	2,85	4,93	1,83	0,00	2,55	4,42	1,83	3,17	2,38	0,00	0,00	4,32	0,00	4,13	1,44	0,00	2,25	3,90	0,00	3,17	0,00	3,81	1,44	2,50	0,00	3,48	0,00	2,50			
1,70	3,53	0,00	2,50	0,00	2,99	0,00	2,50	4,33	2,87	4,97	1,83	0,00	2,58	4,48	1,83	3,17	2,45	0,00	0,00	4,33	0,00	4,15	1,44	0,00	2,30	3,98	0,00	3,17	0,00	3,84	1,44	2,50	0,00	3,53	0,00	2,50			
1,75	3,57	0,00	2,50	0,00	3,05	0,00	2,50	4,33	2,89	5,01	1,83	0,00	2,61	4,53	1,83	3,17	2,53	0,00	0,00	4,33	0,00	4,17	1,44	0,00	2,33	4,04	0,00	3,17	0,00	3,87	1,44	2,50	0,00	3,57	0,00	2,50			
1,80	3,61	0,00	2,50	0,00	3,10	0,00	2,50	4,33	2,92	5,05	1,83	0,00	2,64	4,58	1,83	3,17	2,59	0,00	0,00	4,33	0,00	4,20	1,44	0,00	2,37	4,11	0,00	3,17	0,00	3,90	1,44	2,50	0,00	3,61	0,00	2,50			
1,85	3,65	0,00	2,50	0,00	3,15	0,00	2,50	4,33	2,94	5,09	1,83	0,00	2,67	4,63	1,83	3,17	2,66	0,00	0,00	4,33	0,00	4,22	1,44	0,00	2,40	4,17	0,00	3,17	0,00	3,93	1,44	2,50	0,00	3,65	0,00	2,50			
1,90	3,68	0,00	2,50	0,00	3,20	0,00	2,50	4,33	2,96	5,12	1,83	0,00	2,70	4,67	1,83	3,17	2,72	0,00	0,00	4,33	0,00	4,24	1,44	0,00	2,44	4,21	0,00	3,17	0,00	3,96	1,44	2,50	0,00	3,68	0,00	2,50			
1,95	3,72	0,00	2,50	0,00	3,25	0,00	2,50	4,33	2,97	5,15	1,83	0,00	2,72	4,71	1,83	3,17	2,78	0,00	0,00	4,33	0,00	4,26	1,44	0,00	2,47	4,28	0,00	3,17	0,00	3,99	1,44	2,50	0,00	3,72	0,00	2,50			
2,00	3,75	0,00	2,50	0,00	3,29	0,00	2,50	4,33	2,99	5,18	1,83	0,00	2,75	4,75	1,83	3,17	2,84	0,00	0,00	4,33	0,00	4,28	1,44	0,00	2,50	4,33	0,00	3,17	0,00	4,01	1,44	2,50	0,00	3,75	0,00	2,50			
Infinito	5,00	0,00	2,50	0,00	5,00	0,00	2,50	4,33	3,66	6,25	1,83	0,00	3,66	6,33	1,88	3,17	5,00	0,00	0,00	4,33	0,00	5,00	1,44	1,44	3,66	6,34	0,00	3,17	0,00	5,00	1,44	2,50	0,00	5,00	0,00	2,50			

Fonte: Figueiredo Filho e Carvalho (2014)

Os resultados obtidos para cada uma das lajes sob análise constam nas tabelas 84 e 85 a seguir.

Tabela 84 - Dados para cálculo das reações de apoio nas vigas

Laje	Caso	ly/lx	kx	kx'	ky	ky'	g (kN/m ²)	q (kN/m ²)	lx (m)
1	3	4,766	3,660	6,250	1,830	0,000	5,740	2,100	1,118
3	1	1,243	2,988	0,000	2,500	0,000	5,740	2,100	3,628
4	8	2,087	0,000	5,000	1,440	2,500	5,740	2,100	1,738
5	4	1,171	2,100	3,631	1,830	3,170	5,740	2,100	3,098
6	6	1,705	3,534	0,000	2,500	0,000	5,740	2,800	2,128
11	6	1,880	0,000	4,232	1,440	0,000	5,740	2,100	2,398
12	9	2,904	0,000	5,000	0,000	2,500	5,740	2,100	1,738
13	2	1,629	2,905	0,000	2,500	4,330	5,740	2,100	3,098
14	7	2,132	3,660	6,340	0,000	3,170	5,740	2,100	0,998
19	6	1,769	0,000	4,182	1,440	0,000	5,740	2,100	2,548
21	5	2,418	5,000	0,000	0,000	4,330	5,740	4,200	1,798

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 85 - Esforço cortante máximo de cálculo

Laje	qx (kN/m)	qx' (kN/m)	qy (kN/m)	qy' (kN/m)	lx (m)	Vsd (kN)
1	3,070	5,243	1,535	0,000	1,07	5,24
3	8,387	0,000	7,017	0,000	3,58	8,39
4	0,000	6,625	1,908	3,312	1,69	6,62
5	5,020	8,681	4,376	7,580	3,05	8,68
6	6,277	0,000	4,441	0,000	2,08	6,28
11	0,000	7,797	2,653	0,000	2,35	7,80
12	0,000	6,625	0,000	3,312	1,69	6,62
13	6,947	0,000	5,978	10,354	3,05	10,35
14	2,726	4,722	0,000	2,361	0,95	4,72
19	0,000	8,196	2,822	0,000	2,50	8,20
21	8,698	0,000	0,000	7,532	1,75	8,70

Fonte: Autoria própria (2022)

Usa-se, então, a Equação 40 com o intuito de comparar o esforço cortante de cálculo (V_{sd}) com o esforço cortante resistente de cálculo sem armadura (V_{Rd1}). Sabe-se que V_{sd} tem que ser menor ou igual a V_{Rd1} para dispensar a utilização.

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} * k * (1,2 + 40 * \rho_1) + 0,15 * \sigma_{CP}] * b_w * d \quad (40)$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 * f_{ctd,inf} \quad (41)$$

$$f_{ctd,inf} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (42)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ctk,m} \quad (43)$$

Onde:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w * d} \leq 0,02 ;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} ;$$

A_{s1} corresponde à área de armadura de tração compreendida, pelo menos, até cobertura menos o comprimento de ancoragem necessário.

N_{sd} é a força longitudinal devido a proteção. Por se tratar de uma estrutura em concreto armado, esse esforço é igual a zero.

Para o projeto em questão, adotou-se concreto de classe C30, desse modo, utiliza-se a equação 46 para obtenção do valor de t_{Rd} , resultante das simplificações apresentadas.

$$f_{ctk,m} = 0,3 * f_{ck}^{2/3} \quad (44)$$

$$t_{Rd} = 0,25 * \frac{0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3}}{1,4} \quad (45)$$

$$t_{Rd} = 37,5 * 10^{-3} * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (46)$$

Para elementos em que 50% da armadura inferior não alcança o apoio, situação em que é adotada economia de ponta, k é igual a 1. Para os demais casos adota-se a Equação 47 abaixo.

$$k = (1,6 - d) \quad (46)$$

Análise para laje 3:

Viga 2

$$V_{sd} = 8,387 \text{ kN} \quad V_{Rd1} = 38,44 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Viga 3

$$V_{sd} = 8,387 \text{ kN} \quad V_{Rd1} = 38,44 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Viga 17

$$V_{sd} = 7,017 \text{ kN} \quad V_{Rd1} = 34,75 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Viga 18

$$V_{sd} = 7,107 \text{ kN} \quad V_{Rd1} = 34,75 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Análise para laje 4:

Viga 2

$$V_{sd} = 1,908 \text{ kN} \quad V_{Rd1} = 30,50 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Viga 3

$$V_{sd} = 3,312 \text{ kN} \quad V_{Rd1} = 30,50 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Viga 18

$$V_{sd} = 6,625 \text{ kN} \quad V_{Rd1} = 32,77 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Viga 19

$$V_{sd} = 6,625 \text{ kN} \quad V_{Rd1} = 32,77 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Utilizando as equações apresentadas anteriormente, elaborou-se as tabelas contendo os valores do esforço resistente de cálculo sem armadura. Os resultados para as situações mais críticas estão apresentados a seguir.

Tabela 87 - Esforço cortante resistente sem armadura menor vão

Laje	Menor Vão	Viga	fck	Trd (kN/cm ²)	d (cm)	k	Bitola (mm)	Área Armadura (cm ²)	Espaçamento (cm)	As1 (cm ² /m)	p1	Situação	Vsd (kN/m)	VRd1 (kN/m)	Situação
1	H	V2	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	16	1,95	0,0047	ok	5,24	32,77	ok
3	H	V2	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	7	4,46	0,0107	ok	8,39	38,44	ok
4	V	V18	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	16	1,95	0,0047	ok	6,62	32,77	ok
5	V	V22	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	11	2,84	0,0068	ok	8,68	34,75	ok
6	V	V22	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	12	2,60	0,0062	ok	6,28	34,19	ok
11	H	V3	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	10	3,12	0,0075	ok	7,80	35,41	ok
12	V	V18	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	16	1,95	0,0047	ok	6,62	32,77	ok
13	V	V20	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	6	5,20	0,0124	ok	6,95	40,04	ok
14	H	V3	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	16	1,95	0,0047	ok	4,72	32,77	ok
19	H	V5	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	12	2,60	0,0062	ok	8,20	34,19	ok
21	H	V7	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	13	2,40	0,0057	ok	8,70	33,71	ok

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 88 - Esforço cortante resistente sem armadura maior vão

Laje	Maior Vão	Viga	fck	Trd (kN/cm ²)	d (cm)	k	Bitola (mm)	Área Armadura (cm ²)	Espaçamento (cm)	As1 (cm ² /m)	p1	Situação	Vsd (kN/m)	VRd1 (kN/m)	Situação
1	V	V20	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	33	0,95	0,0023	ok	1,54	30,50	ok
3	V	V17	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	11	2,84	0,0068	ok	7,02	34,75	ok
4	H	V3	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	33	0,95	0,0023	ok	3,31	30,50	ok
5	H	V3	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	16	1,95	0,0047	ok	7,58	32,77	ok
6	H	V3	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	16	1,95	0,0047	ok	4,44	32,77	ok
11	V	V17	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	16	1,95	0,0047	ok	2,65	32,77	ok
12	H	V3	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	33	0,95	0,0023	ok	3,31	30,50	ok
13	H	V3	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	12	2,60	0,0062	ok	10,35	34,19	ok
14	V	V22	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	33	0,95	0,0023	ok	2,36	30,50	ok
19	V	V18	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	16	1,95	0,0047	ok	2,82	32,77	ok
21	V	V24	30,00	0,0362	4,185	1,558	6,30	0,312	33	0,95	0,0023	ok	7,53	30,50	ok

Fonte: Autoria própria (2022)

Por meio da análise dos resultados obtidos para o esforço cortante de cálculo e o esforço cortante resistente sem armadura, percebe-se que a estrutura resiste sem a necessidade de colocação de armadura adicional.

5.9 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Analisar-se-á as flechas nas lajes, verificando se estão dentro dos limites estipulados no item 13.3 da NBR 6118:2014. Será verificado se o elemento sofrerá fissuração, comparando o momento de fissuração com o momento fletor atuante de serviço. Caso ocorra fissuração, calcular-se-á a inércia equivalente, de acordo com o modelo de Branson (1968), para obtenção da altura equivalente para a laje. De posse dessas informações, serão determinadas as flechas elásticas imediatas e as flechas finais, de modo a considerar o efeito de fluência.

5.9.1 Cargas Totais – ELS

Para determinação das forças atuantes no estado limite de abertura de fissuras, utiliza-se a combinação de esforços conforme Equação 48. Para o estado limite de deformação excessiva, utiliza-se a Equação 49.

$$p = g + \psi_1 * q \quad (48)$$

$$p = g + \psi_2 * q \quad (49)$$

Onde:

p → Carregamento uniformemente distribuído na placa;

g → Parcela de carga permanente atuante;

q → Parcela de carga acidental atuante;

ψ_1 e ψ_2 → coeficientes de ponderação das ações no estado-limite de serviço para combinação quase permanente e combinação frequente, respectivamente, fornecidos pelas Tabela 88.

Tabela 88 - Valores fornecidos para os coeficientes ψ

Ações		γ_2		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118:2014

Cálculo ELS-DEF para laje 3:

$$g \rightarrow 4,10 \text{ kN/m}^2$$

$$q \rightarrow 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_2 \rightarrow 0,3$$

$$p = g + \psi_2 * q = 4,1 + 0,3 * 1,5 = 4,55 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo ELS-DEF para laje 4:

$$g \rightarrow 4,10 \text{ kN/m}^2$$

$$q \rightarrow 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_2 \rightarrow 0,3$$

$$p = g + \psi_2 * q = 4,1 + 0,3 * 1,5 = 4,55 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo ELS-W para laje 3:

$$g \rightarrow 4,10 \text{ kN/m}^2$$

$$q \rightarrow 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_1 \rightarrow 0,4$$

$$p = g + \psi_1 * q = 4,1 + 0,4 * 1,5 = 4,70 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo ELS-W para laje 4:

$$g \rightarrow 4,10 \text{ kN/m}^2$$

$$q \rightarrow 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_1 \rightarrow 0,4$$

$$p = g + \psi_1 * q = 4,1 + 0,4 * 1,5 = 4,70 \text{ kN/m}^2$$

As Tabelas 90 e 91 apresentam os valores do carregamento uniformemente distribuído no ELS-W e ELS-DEF, respectivamente.

Tabela 89 - Cálculo do carregamento uniformemente distribuído no ELS-W

Laje	Carga permanente - g (kN/m ²)	Coefficiente de ponderação - ELS-W	Carga acidental - q (kN/m ²)	Carregamento Uniformemente distribuído - p (kN/m ²)
1	4,1	0,4	1,5	4,70
3	4,1	0,4	1,5	4,70
4	4,1	0,4	1,5	4,70
5	4,1	0,4	1,5	4,70
6	4,1	0,4	2,0	4,90
11	4,1	0,4	1,5	4,70
12	4,1	0,4	1,5	4,70
13	4,1	0,4	1,5	4,70
14	4,1	0,4	1,5	4,70
19	4,1	0,4	1,5	4,70
21	4,1	0,4	3,0	5,30

Fonte: Aatoria própria (2022)

Tabela 90 - Cálculo do carregamento uniformemente distribuído no ELS-DEF

Laje	Carga permanente - g (kN/m ²)	Coefficiente de ponderação - ELS-DEF	Carga acidental - q (kN/m ²)	Carregamento Uniformemente distribuído - p (kN/m ²)
1	4,1	0,3	1,5	4,55
3	4,1	0,3	1,5	4,55
4	4,1	0,3	1,5	4,55
5	4,1	0,3	1,5	4,55
6	4,1	0,3	2,0	4,70
11	4,1	0,3	1,5	4,55
12	4,1	0,3	1,5	4,55
13	4,1	0,3	1,5	4,55
14	4,1	0,3	1,5	4,55
19	4,1	0,3	1,5	4,55
21	4,1	0,3	3,0	5,00

Fonte: Autoria própria

5.9.2 Momentos fletores de fissuração

A fim de verificar se o elemento sofrerá fissuração, compara-se o momento fletor de fissuração, que será calculado a seguir, com o momento fletor atuante de serviço. Na determinação das solicitações de serviço, considera-se as lajes atuando no Estádio I ou Estádio II. O cálculo do Momento de fissuração (M_R) permite justamente a determinação do Estádio. No Estádio I os elementos trabalham de forma elástica sem que haja fissuração, já no Estádio II, ocorre a fissuração dos elementos, sendo necessário, então, calcular o momento de inércia equivalente como citado anteriormente.

Para o cálculo do M_R , a NBR 6118:2014 em seu item 17.3.1 permite a utilização da Equação 50 apresentada a seguir.

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_c}{y_t} \quad (50)$$

Onde:

α → coeficiente que varia de acordo com a forma da seção

$f_{ct,m}$ → resistência média do concreto à tração

I_c → momento de inércia da seção

y_t → distância da linha neutra à borda tracionada

Para as lajes cuja seção é retangular, adota-se α igual a 1,5, para seção I ou T invertido adota-se 1,3, já para seção T ou duplo T adota-se 1,2.

Para cálculo de $f_{ct,m}$, I_c e y_t utiliza-se as Equações 51, 52 e 53, respectivamente.

$$f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{2/3} \quad (51)$$

$$I_c = \frac{b * h^3}{12} \quad (52)$$

$$y_t = \frac{h}{2} \quad (53)$$

b → considera-se 100 centímetros.

Cálculo para laje 3:

h → 8 cm

b → 100 cm

f_{ck} → 30 MPa

α → 1,5 → Retangular

$$f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{2/3} = 0,3 * 30^{2/3} = 2,896 \text{ MPa}$$

$$I_c = \frac{b * h^3}{12} = \frac{100 * 8^3}{12} = 4266,67 \text{ cm}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ cm}$$

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_c}{y_t} = \frac{1,5 * 2,896 * 10^6 * \frac{4266,67}{100^4}}{\frac{4}{100}} = 4,634 \text{ kN}$$

Cálculo para laje 4:

h → 8 cm

b → 100 cm

$f_{ck} \rightarrow 30 \text{ MPa}$

$\alpha \rightarrow 1,5 \rightarrow \text{Retangular}$

$$f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{2/3} = 0,3 * 30^{2/3} = 2,896 \text{ MPa}$$

$$I_c = \frac{b * h^3}{12} = \frac{100 * 8^3}{12} = 4266,67 \text{ cm}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ cm}$$

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_c}{y_t} = \frac{1,5 * 2,896 * 10^6 * \frac{4266,67}{100^4}}{\frac{4}{100}} = 4,634 \text{ kN}$$

Os valores de momento de fissuração para as demais lajes estão apresentados na Tabela 91 a seguir.

Tabela 91 - Momento de fissuração das lajes sob análise

Laje	h (m)	Fck (MPa)	b (m)	Alpha	Fct,m (MPa)	Ic (m4)	Yt (m)	Mr (kNm)
1	0,08	30	1	1,5	2,896	4,267E-05	0,04	4,634
3	0,08	30	1	1,5	2,896	4,267E-05	0,04	4,634
4	0,08	30	1	1,5	2,896	4,267E-05	0,04	4,634
5	0,08	30	1	1,5	2,896	4,267E-05	0,04	4,634
6	0,08	30	1	1,5	2,896	4,267E-05	0,04	4,634
11	0,08	30	1	1,5	2,896	4,267E-05	0,04	4,634
12	0,08	30	1	1,5	2,896	4,267E-05	0,04	4,634
13	0,08	30	1	1,5	2,896	4,267E-05	0,04	4,634
14	0,08	30	1	1,5	2,896	4,267E-05	0,04	4,634
19	0,08	30	1	1,5	2,896	4,267E-05	0,04	4,634
21	0,08	30	1	1,5	2,896	4,267E-05	0,04	4,634

Fonte: Autoria própria (2022)

5.9.3 Momentos fletores atuantes de serviço

Para determinação dos momentos fletores de serviço, calcula-se da mesma forma como feito no cálculo do momento fletor no ELU. Entretanto, para o estado limite de abertura de fissuras, utiliza-se a combinação de esforços frequente.

5.9.3.1 Lajes unidirecionais

Para análise dos momentos fletores atuantes em lajes unidirecionais, utiliza-se, então, as equações apresentadas no item 5.7.1.1 para determinação dos máximos valores de momento fletor positivo e negativo de acordo com o tipo de vinculações das lajes.

5.9.3.1.1 Momento positivo

Para lajes biapoiadas, representada conforme Figura 18, armadas em uma direção, utiliza-se a Equação 11 para obtenção do máximo momento fletor positivo.

Para lajes engastadas em um dos lados e apoiada no outro, representada conforme Figura 19, armadas em uma direção, utiliza-se a Equação 12 para obtenção do máximo momento fletor positivo.

Para lajes engastadas em ambos os lados, representada conforme Figura 20, armadas em uma direção, utiliza-se a Equação 13 para obtenção do máximo momento fletor positivo.

Cálculo para laje 4:

Tipo de apoio → Engastado – Engastado

$p \rightarrow 4,70 \text{ kN}$

$l \rightarrow 1,74 \text{ m}$

$$M^+ = \frac{p * l^2}{24} = \frac{4,70 * 1,74^2}{24} = 0,734 \text{ kNm}$$

5.9.3.1.2 Momento negativo

Para lajes biapoiadas, representada conforme Figura 18, armadas em uma direção, não há momento fletor negativo atuante.

Para lajes apoiada em um dos lados e engastada no outro, representada conforme Figura 19, armadas em uma direção, utiliza-se a Equação 14 para obtenção do máximo momento fletor negativo.

Para lajes engastadas nos dois lados, representada conforme Figura 20, armadas em uma direção, utiliza-se a Equação 15 para obtenção do máximo momento fletor positivo.

Para lajes engastada em um dos lados e livre no outro, representada conforme Figura 21, armadas em uma direção, utiliza-se a Equação 16 para obtenção do máximo momento fletor negativo.

Cálculo para laje 4:

Tipo de apoio → Engastado – Apoiado

$p \rightarrow 4,70 \text{ kN}$

$l \rightarrow 1,74 \text{ m}$

$$M^- = \frac{p * l^2}{12} = \frac{4,70 * 1,74^2}{12} = 1,183 \text{ kNm}$$

A Tabela 92 apresenta os valores encontrados para momentos fletores atuantes nas lajes classificadas como unidirecionais, conforme item 5.3.

Tabela 92 - Momentos fletores de serviço nas lajes unidirecionais

Laje	Caso	Condição apoio 1	Condição apoio 2	Carga p (kN/m ²)	Vão (m)	Momento negativo (kNm/m)	Momento positivo (kNm/m)
1	3	Engastado	Apoiado	4,70	1,12	0,734	0,413
4	8	Engastado	Engastado	4,70	1,74	1,183	0,592
12	9	Engastado	Engastado	4,70	1,74	1,183	0,592
14	7	Engastado	Apoiado	4,70	1,00	0,585	0,329
21	5	Engastado	Engastado	5,30	1,80	1,428	0,714

Fonte: Autoria própria (2022)

5.9.3.2 Lajes bidirecionais

Para as lajes bidirecionais, utiliza-se as equações 7 a 10, apresentadas no item 5.7.1.1.1. Entretanto, adota-se a carga distribuída (p) como sendo a resultante da combinação de esforços frequente.

Cálculo laje 3:

Tabela 93 - Coeficiente Ni para laje 3

Ni		
Laje		3
Caso		1
λ (atual)		1,24
λ (inferior)		1,2
λ (superior)		1,25
μ_x	Inferior	5,90
	Superior	6,27
	Resultante	6,21
μ_x^-	Inferior	0,00
	Superior	0,00
	Resultante	0,00
μ_y	Inferior	4,48
	Superior	4,45
	Resultante	4,45
μ_y^-	Inferior	0,00
	Superior	0,00
	Resultante	0,00

Fonte: Autoria própria (2022)

p → 4,70 kN

Menor vão → 3,63 m

$$M_x = \mu_x \frac{pl_x^2}{100} = 6,21 * \frac{4,70 * 3,63^2}{100} = 3,845 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y \frac{pl_x^2}{100} = 4,45 * \frac{4,70 * 3,63^2}{100} = 2,756 \text{ kNm}$$

$$M_x^- = \mu_x^- \frac{pl_x^2}{100} = 0 * \frac{4,70 * 3,63^2}{100} = 0$$

$$M_y^- = \mu_y^- \frac{pl_x^2}{100} = 0 * \frac{4,70 * 3,63^2}{100} = 0$$

Tabela 94 - Momento fletor de serviço nas lajes bidirecionais

Laje	Caso	Carga p (kN/m ²)	Vão (m)	Coefficiente U _x	Coefficiente U _x -	Coefficiente U _y	Coefficiente U _y -	Momento positivo menor vão (kNm/m)	Momento negativo menor vão (kNm/m)	Momento positivo maior vão (kNm/m)	Momento negativo maior vão (kNm/m)
3	1	4,7	3,63	6,21	0,00	4,45	0,00	3,845	0,000	2,756	0,000
5	4	4,7	3,10	3,63	8,45	2,80	7,55	1,636	3,813	1,261	3,408
6	6	4,9	2,13	4,12	8,30	1,18	0,00	0,915	1,842	0,261	0,000
11	6	4,7	2,40	4,17	8,33	1,06	0,00	1,126	2,251	0,285	0,000
13	2	4,7	3,10	7,33	0,00	4,13	11,62	3,308	0,000	1,862	5,242
19	6	4,7	2,55	4,14	8,31	1,13	0,00	1,264	2,537	0,346	0,000

Fonte: Autoria própria (2022)

5.9.4 Verificação de fissuração das lajes

Deve-se analisar o momento atuante na laje e compará-lo com o momento de fissuração para avaliar se ocorrerá ou não fissuração na laje em questão. Caso o momento fletor de serviço seja inferior ao momento de fissuração, entende-se que não ocorrerá fissuração. Para situações em que o momento fletor de serviço seja superior ao momento de fissuração, é necessário calcular a inércia equivalente para peças no estágio II. Utiliza-se, então o modelo proposto por Branson (1968).

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] * I_{II} \leq I_c \quad (54)$$

Onde:

M_r → Momento de fissuração

M_a → Momento atuante na laje

$$I_{II} = \frac{b_w * x_{II}^3}{3} + \alpha_e * A_s * (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) * A'_s * (x_{II} - d)^2 \quad (55)$$

Onde:

b_w → adota-se 100 cm

x_{II} → Altura da linha neutra no estágio II

A_s → área de aço tracionada

A'_s → área de aço comprimida (não há armadura de compressão nas lajes sob análise)

d → altura útil da laje

d' → distância da borda e a armadura comprimida (não há nas lajes sob análise)

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (56)$$

$$x_{II} = -A + \sqrt{A^2 + 2B} \quad (57)$$

$$A = \frac{(\alpha_e - 1) * A'_s + \alpha_e * A_s}{b_w} \quad (58)$$

$$B = \frac{d' * (\alpha_e - 1) * A'_s + d * \alpha_e * A_s}{b_w} \quad (59)$$

A Tabela 95 apresenta os dados para verificação da ocorrência da fissuração nas lajes sob análise.

Tabela 95 - Análise de fissuração

Laje	Direção	Momento de fissuração (kNm/m)	Vão		Apoio 1		Apoio 2	
			Mx (kNm/m)	Situação	Mx- (kNm/m)	Situação	Mx- (kNm/m)	Situação
1	-	4,63	0,41	OK	0,73	OK	0,00	OK
3	x	4,63	3,84	OK	0,00	OK	0,00	OK
3	y	4,63	2,76	OK	0,00	OK	0,00	OK
4	-	4,63	0,59	OK	1,18	OK	1,18	OK
5	x	4,63	1,64	OK	3,81	OK	3,81	OK
5	y	4,63	1,26	OK	3,41	OK	3,41	OK
6	x	4,63	0,91	OK	1,84	OK	1,84	OK
6	y	4,63	0,26	OK	0,00	OK	0,00	OK
11	x	4,63	1,13	OK	2,25	OK	2,25	OK
11	y	4,63	0,29	OK	0,00	OK	0,00	OK
12	-	4,63	0,59	OK	1,18	OK	1,18	OK
13	x	4,63	3,31	OK	0,00	OK	0,00	OK
13	y	4,63	1,86	OK	5,24	Fissura	5,24	OK
14	-	4,63	0,33	OK	0,59	OK	0,00	OK
19	x	4,63	1,26	OK	2,54	OK	2,54	OK
19	y	4,63	0,35	OK	0,00	OK	0,00	OK
21	-	4,63	0,71	OK	1,43	OK	1,43	OK

Fonte: Autoria própria (2022)

Com base na observação dos dados apresentados anteriormente, verifica-se a necessidade do cálculo da Inércia equivalente para laje 13.

Cálculo para laje 13:

$$M_r \rightarrow 4,63 \text{ kNm}$$

$$M_a \rightarrow 5,24 \text{ kNm}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000,00}{26838,40} = 7,825$$

$$d' \rightarrow 0$$

$$d \rightarrow 6,185 \text{ cm}$$

$$A_s \rightarrow 5,175 \text{ cm}^2$$

$$I_c = \frac{100 * 8^3}{12} = 4266,67 \text{ cm}^4$$

$$B = \frac{d' * (\alpha_e - 1) * A'_s + d * \alpha_e * A_s}{b_w} = \frac{0 * (1,143 - 1) * 0 + 6,185 * 1,143 * 5,175}{100} = 2,505 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{(\alpha_e - 1) * A'_s + \alpha_e * A_s}{b_w} = \frac{(7,825 - 1) * 0 + 7,825 * 5,175}{100} = 0,405 \text{ cm}$$

$$x_{II} = -A + \sqrt{A^2 + 2B} = -0,405 + \sqrt{0,405^2 + 2 * 2,505} = 1,869 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{II} &= \frac{b_w * x_{II}^3}{3} + \alpha_e * A_s * (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) * A'_s * (x_{II} - d)^2 \\ &= \frac{100 * 1,869^3}{3} + 7,825 * 5,175 * (1,869 - 6,185)^2 + (7,825 - 1) * 0 * (1,869 - 6,185)^2 \\ &= 971,947 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{eq} &= \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] * I_{II} \leq I_c \geq \left(\frac{4,63}{5,24}\right)^3 * \frac{100 * 8^3}{12} + \left[1 - \left(\frac{4,63}{5,24}\right)^3\right] * 971,947 = \\ I_{eq} &= 3481,16 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Para cálculo da inércia final, utiliza-se a Equação 60 apresentada a seguir.

$$I_{final} = 0,15 * I_{Apoio1} + 0,15 * I_{Apoio2} + 0,70 * I_{v\tilde{a}o} \quad (60)$$

De posse do valor de inércia final, faz-se o cálculo da altura equivalente.

$$I_c = \frac{b * h^3}{12} \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{12 * I}{b}}$$

Cálculo para laje 13:

Percebe-se que a fissuração ocorre no apoio 1, desse modo, tem-se que:

$$I_{final} = 0,15 * 3090,43 + 0,15 * 4266,67 + 0,70 * 4266,67 = 4090,23 \text{ cm}^4$$

$$I_{final} \rightarrow 4,09 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$b \rightarrow 1 \text{ m}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 * I}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 * 4,09 * 10^{-5}}{1}} = 0,0789 \text{ m} = 7,89 \text{ cm}$$

5.9.5 Flechas

Para determinação das flechas, utiliza-se, assim como para momentos fletores no ELS, a combinação de esforços conforme Equação 48.

5.9.5.1 Flechas elástica

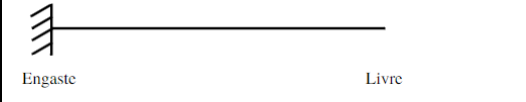
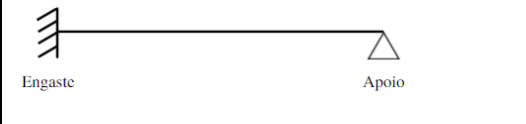
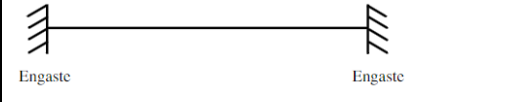
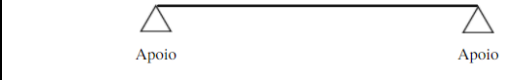
5.9.5.1.1 Lajes unidirecionais

Para determinação das flechas e dos momentos fletores máximos atuantes nas lajes armadas em apenas uma das direções, faz-se a análise de forma semelhante a uma viga submetida a carregamento vertical (PERLIN; PINTO; PADARATZ, 2020, p. 29). Assim, pode-se utilizar a

Tabela 96 para determinação do momento negativo, momento positivo e flecha.

Deve-se observar as características da laje sob análise, verificando se esta encontra-se em balanço. Caso seja observado essa situação, a NBR 6118:2014, em seu item 13.2.4.1, estabelece que seja aplicado um coeficiente adicional γ_n , conforme Tabela 97.

Tabela 96 - Flechas máximas para lajes unidirecionais

TIPO	REPRESENTAÇÃO	FLECHA
Laje em balanço		$f = \frac{p * l^4}{8 * E * I}$
Laje com um engaste e um apoio		$f = \frac{p * l^4}{184,6 * E * I}$
Laje com dois engastes		$f = \frac{p * l^4}{384 * E * I}$
Laje biapoiada		$f = \frac{5 * p * l^4}{384 * E * I}$

Fonte: Autoria própria

Onde:

p → Carregamento uniformemente distribuído na placa;

l → Menor vão da placa

E → Módulo de elasticidade - adota-se módulo secante (E_{cs})

I → Momento de inércia – adota-se módulo de inércia equivalente (I_{eq})

Tabela 97 - Valores do coeficiente de majoração para cálculo de lajes em balanço

h cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 h;$$

h é a altura da laje, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.

Fonte: NBR 6118:2014

De acordo com a NBR 6118:2014, o coeficiente γ_n leva em conta os possíveis desvios relativos na construção que tendem a ter maior probabilidade de ocorrência.

Cálculo para laje 4:

Apoio 1 → Engaste

Apoio 2 → Engaste

 $p \rightarrow 4,55 \text{ kN}$

vão → 1,74 m

 $E \rightarrow 26838,405 \text{ MPa}$ $I \rightarrow 4,27 \times 10^{-5}$

$$f = \frac{p * l^4}{384 * E * I} = \frac{4,55 * 10^3 * 1,74^4}{384 * 26838,405 * 10^6 * 4,27 * 10^{-5}} = 0,000095 \text{ m} \rightarrow 0,0095 \text{ cm}$$

A Tabela 98 traz os valores obtidos para a flecha elástica das lajes unidirecionais.

Tabela 98 - Flecha elástica das lajes unidirecionais

Laje	Caso	Condição apoio 1	Condição apoio 2	Tipo	Carga p (kN/m²)	Vão (m)	Módulo de Elasticidade Secante (MPa)	Momento de Inércia (m⁴)	Flecha elástica (cm)
1	1	Engastado	Apoiado	Engaste-Apoio	4,55	1,12	26838,405	4,27E-05	0,003
4	4	Engastado	Engastado	Engaste-Engaste	4,55	1,74	26838,405	4,27E-05	0,009
12	12	Engastado	Engastado	Engaste-Engaste	4,55	1,74	26838,405	4,27E-05	0,009
14	14	Engastado	Apoiado	Engaste-Apoio	4,55	1,00	26838,405	4,27E-05	0,002
21	21	Engastado	Apoiado	Engaste-Apoio	5,00	1,80	26838,405	4,27E-05	0,025

Fonte: Autoria própria (2022)

5.9.5.2 Laje bidirecional

Com base na teoria da Elasticidade, aplicada para obtenção das flechas máximas, obtém-se resultados de flecha estimada menores quando comparada com as obtidas pelo método no Regime de Ruptura, método das charneiras plásticas, tendo em vista que não se leva em conta a fissuração do concreto do elemento (PERLIN; PINTO; PADARATZ, 2020, p. 29).

A Tabela 99 fornece valores do coeficiente α a ser utilizado na Equação 61 para cálculo da flecha.

Tabela 99 – Coeficiente α utilizado nos cálculos das flechas elásticas nas lajes

λ	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	4,67	3,20	3,20	2,42	2,21	2,21	1,81	1,81	1,46
1,05	5,17	3,61	3,42	2,67	2,55	2,31	2,04	1,92	1,60
1,10	5,64	4,04	3,63	2,91	2,92	2,41	2,27	2,04	1,74
1,15	6,09	4,47	3,82	3,12	3,29	2,48	2,49	2,14	1,87
1,20	6,52	4,91	4,02	3,34	3,67	2,56	2,72	2,24	1,98
1,25	6,95	5,34	4,18	3,55	4,07	2,63	2,95	2,33	2,10
1,30	7,36	5,77	4,35	3,73	4,48	2,69	3,16	2,42	2,20
1,35	7,76	6,21	4,50	3,92	4,92	2,72	3,36	2,48	2,30
1,40	8,14	6,62	4,65	4,08	5,31	2,75	3,56	2,56	2,37
1,45	8,51	7,02	4,78	4,23	5,73	2,80	3,73	2,62	2,45
1,50	8,87	7,41	4,92	4,38	6,14	2,84	3,91	2,68	2,51
1,55	9,22	7,81	5,00	4,53	6,54	2,86	4,07	2,53	2,57
1,60	9,54	8,17	5,09	4,65	6,93	2,87	4,22	2,87	2,63
1,65	9,86	8,52	5,13	4,77	7,33	2,87	4,37	2,78	2,68
1,70	10,15	8,87	5,17	4,88	7,70	2,88	4,51	2,79	2,72
1,75	10,43	9,19	5,26	4,97	8,06	2,88	4,63	2,81	2,76
1,80	10,71	9,52	5,36	5,07	8,43	2,89	4,75	2,83	2,80
1,85	10,96	9,82	5,43	5,16	8,77	2,89	4,87	2,85	2,83
1,90	11,21	10,11	5,50	5,23	9,08	2,90	4,98	2,87	2,85
1,95	11,44	10,39	5,58	5,31	9,41	2,90	5,08	2,89	2,88
2,00	11,68	10,68	5,66	5,39	9,72	2,91	5,19	2,91	2,91
∞	15,35	15,35	6,38	6,38	15,35	3,07	6,38	3,07	3,07

Fonte: Carvalho e Figueredo Filho.

De posse do coeficiente α , aplica-se a Equação 61 para obtenção da flecha elástica.

$$f_0 = \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot h^3} * \frac{\alpha}{100} \quad (61)$$

Onde:

p → Carregamento uniformemente distribuído na placa;

l → Menor vão da placa

E → Módulo de elasticidade - adota-se módulo secante (E_{cs})

h → Espessura da placa – adota-se h_{eq} de modo a considerar a fissuração

$$E_{cs} = \alpha_i * \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (62)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \quad (63)$$

Onde:

α_E → Coeficiente para cálculo do módulo de elasticidade inicial, varia de acordo com o tipo de agregado utilizado.

Valores de α_E :

1,2 - Basalto e diabásio;

1,0 - Granito e gnaisse;

0,9 – Calcário;

0,7 – Arenito.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{30}{80} = 0,80075$$

$$\begin{aligned} E_{cs} &= \alpha_i * \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} = 0,80075 * 1,0 * 5600 * \sqrt{30} = \\ &= 26838,41 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Cálculo para laje 3:

p → 4,55 kN/m²

l → 3,63 m

E → 26838,41 MPa

h → 8 cm

α → 6,886

$$f_0 = \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot h^3} * \frac{\alpha}{100} = \frac{4,55 \cdot 10^3 \cdot 3,63^4}{26838,41 \cdot 10^6 \cdot 0,08^3} * \frac{6,886}{100} = 0,00396 \text{ m} \rightarrow 0,396 \text{ cm}$$

A Tabela 100 traz os valores encontrados para flecha elástica nas lajes bidirecionais.

Tabela 100 - Flecha elástica bidirecional

Laje	Carga p (kN/m ²)	Vão (m)	Módulo de Elasticidade Secante (MPa)	Altura (cm)	Alpha	Flecha elástica (cm)
3	4,55	3,63	26838,405	8,00	6,886	0,395
5	4,55	3,10	26838,405	8,00	3,213	0,098
6	4,70	2,13	26838,405	8,00	2,880	0,020
11	4,55	2,40	26838,405	8,00	2,896	0,032
13	4,55	3,10	26838,405	7,89	8,376	0,266
19	4,55	2,55	26838,405	8,00	2,884	0,040

Fonte: Autoria própria (2022)

5.9.6 Flecha total

Para determinação da flecha total, utiliza-se a Equação 64. A Equação 65 determina o coeficiente α_f a ser utilizado na equação anterior. Tal coeficiente leva em consideração a variação do coeficiente ξ , que é função do tempo, conforme Equação 66. Para isso, considera-se o tempo decorrido (t) maior que 70 meses e o tempo de aplicação da carga (t_0) como sendo o tempo de escoramento em meses.

$$f_\infty = (1 + \alpha_f) * f_0 \quad (64)$$

$$\alpha_f = \frac{\xi(t) - \xi(t_0)}{1 + 50p'} \quad (65)$$

$$\xi(t) = 0,68 * (0,996^t) * t^{0,32} \quad (66)$$

Como se trata de lajes, não há armadura de compressão, assim, p' pode ser considerado igual a zero.

Conforme consta na

Tabela 101 para o tempo de 70 meses, $\xi(70)$ é igual a 2.

Tabela 101 - Coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

Fonte: PERLIN; PINTO; PADARATZ, 2020, p.32.

Cálculo para laje 3:

Tempo de escoramento: 28 dias

$$\xi(t) = 0,68 * (0,996^t) * t^{0,32} = 0,68 * \left(0,996^{\frac{28}{30}}\right) * \frac{28^{0,32}}{30} = 0,66$$

$$\alpha_f = \frac{\xi(t) - \xi(t_0)}{1 + 50p'} = \frac{2 - 0,66}{1 + 50 * 0} = 1,337$$

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_f) * f_0 = (1 + 1,337) * 0,396 = 0,925 \text{ cm}$$

Cálculo para laje 4:

Tempo de escoramento: 28 dias

$$\xi(t) = 0,68 * (0,996^t) * t^{0,32} = 0,68 * \left(0,996^{\frac{28}{30}}\right) * \frac{28^{0,32}}{30} = 0,66$$

$$\alpha_f = \frac{\xi(t) - \xi(t_0)}{1 + 50p'} = \frac{2 - 0,66}{1 + 50 * 0} = 1,337$$

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_f) * f_0 = (1 + 1,337) * 0,009 = 0,021 \text{ cm}$$

Os resultados para flecha total são apresentados na Tabela 102.

Tabela 102 - Flecha total

Laje	Coefficiente Csi t70	Coefficiente Csi t0	p'	Coefficiente Alpha	Flecha imediate (cm)	Flecha total (cm)
1	2	0,66	0	1,34	0,003	0,008
3	2	0,66	0	1,34	0,395	0,924
4	2	0,66	0	1,34	0,009	0,022
5	2	0,66	0	1,34	0,098	0,229
6	2	0,66	0	1,34	0,020	0,047
11	2	0,66	0	1,34	0,032	0,074
12	2	0,66	0	1,34	0,009	0,022
13	2	0,66	0	1,34	0,266	0,623
14	2	0,66	0	1,34	0,002	0,005
19	2	0,66	0	1,34	0,040	0,094
21	2	0,66	0	1,34	0,025	0,058

Fonte: Autoria própria (2022)

5.10 LIMITES DE CÁLCULO

Compara-se, então, os valores das flechas obtidas com os valores admissíveis segundo a NBR 6118:2014.

5.10.1 Limite sensorial visual

No que tange o limite sensorial visual, a NBR 6118:2014 estipula, em seu item 13.3, o limite de $\frac{l}{250}$. Desse modo, faz-se a comparação do valor obtido de flecha total com o resultado obtido na divisão do menor vão por 250.

Cálculo para laje 3:

$$l \rightarrow 3,63 \text{ m}$$

$$\text{Limite} = \frac{3,63}{250} = 0,0145 \text{ m} \rightarrow 1,45 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha total} \rightarrow 0,924 \text{ cm}$$

$$\text{Limite} > \text{Flecha total} \therefore \text{OK!}$$

Cálculo para laje 4:

$$l \rightarrow 1,74 \text{ m}$$

$$\text{Limite} = \frac{1,74}{250} = 0,00696 \text{ m} \rightarrow 0,696 \text{ cm}$$

Flecha total \rightarrow 0,022 cm

Limite $>$ Flecha total \therefore OK!

A Tabela 103 apresenta a comparação entre os valores obtidos no cálculo da flecha total e o limite normativo.

Tabela 103 - Análise do limite sensorial visual

Laje	lx (m)	Flecha total (cm)	Limite Visual (cm)	Situação
1	1,12	0,008	0,45	OK
3	3,63	0,924	1,45	OK
4	1,74	0,022	0,70	OK
5	3,10	0,229	1,24	OK
6	2,13	0,047	0,85	OK
11	2,40	0,074	0,96	OK
12	1,74	0,022	0,70	OK
13	3,10	0,623	1,24	OK
14	1,00	0,005	0,40	OK
19	2,55	0,094	1,02	OK
21	1,80	0,058	0,72	OK

Fonte: Autoria própria (2022)

5.10.2 Limite sensorial de vibrações

A fim de determinar o limite sensorial de vibrações, verifica-se a flecha provocada pelas cargas acidentais e compara-se com os valores permitidos por norma. A Equação 67 possibilita a determinação da flecha.

$$f_0(q) = \frac{f_0(g+\psi_2q)}{g+\psi_2q} * q \quad (67)$$

Cálculo para laje 3:

$$g \rightarrow 4,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q \rightarrow 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_2 \rightarrow 0,3$$

$$p \rightarrow 4,55$$

$$f_0 \rightarrow 0,395 \text{ cm}$$

$$f_0(q) = \frac{f_0(g+\psi_2q)}{g+\psi_2q} * q = \frac{0,395}{4,55} * 1,5 = 0,130 \text{ cm}$$

Cálculo para laje 4:

$$g \rightarrow 4,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q \rightarrow 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_2 \rightarrow 0,3$$

$$p \rightarrow 4,55$$

$$f_0 \rightarrow 0,0247 \text{ cm}$$

$$f_0(q) = \frac{f_0(g+\psi_2q)}{g+\psi_2q} * q = \frac{0,0247}{4,55} * 1,5 = 0,00814 \text{ cm}$$

De posse do valor da flecha, analisa-se se é inferior a $\frac{l_x}{350}$, que é o limite estipulado pela NBR 6118:2014. A Tabela 104 apresenta a comparação dos valores para cada uma das lajes sob análise.

Tabela 104 - Análise do limite sensorial de vibração

Laje	lx (m)	g	q	Coefficiente Psi	f0 (cm)	f0 (q) (cm)	Limite Sensorial Vibração (cm)	Situação
1	1,12	4,1	1,5	0,3	0,0137	0,005	0,45	OK
3	3,63	4,1	1,5	0,3	0,3950	0,130	1,45	OK
4	1,74	4,1	1,5	0,3	0,0247	0,008	0,70	OK
5	3,10	4,1	1,5	0,3	0,0980	0,032	1,24	OK
6	2,13	4,1	2,0	0,3	0,0202	0,009	0,85	OK
11	2,40	4,1	1,5	0,3	0,0317	0,010	0,96	OK
12	1,74	4,1	1,5	0,3	0,0247	0,008	0,70	OK
13	3,10	4,1	1,5	0,3	0,2665	0,088	1,24	OK
14	1,00	4,1	1,5	0,3	0,0097	0,003	0,40	OK
19	2,55	4,1	1,5	0,3	0,0402	0,013	1,02	OK
21	1,80	4,1	3,0	0,3	0,0687	0,041	0,72	OK

Fonte: Autoria própria (2022)

5.10.3 Limite de deslocamento devido à presença de parede sobre a laje

Em caso de laje em que haja parede apoiada sobre ela, deve-se verificar os limites de deslocamento associados aos efeitos em elementos não estruturais conforme prescreve a NBR 6118:2014. Para isso, compara-se com os deslocamentos limites admitidos por norma. Em seu item 13.3, a norma apresenta os valores, de acordo com Tabela 105 a seguir.

Tabela 105 - Deslocamentos limites de acordo com a NBR 6118:2014

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350+$ contraflecha ^b
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H_f/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm

Fonte: NBR 6118:2014

Nas lajes sob análise, apenas a laje 4 e a laje 12 contém trecho de alvenaria apoiado na laje. Desse modo, elaborou-se a Tabela 106 abaixo.

Tabela 106 - Análise limite para lajes com alvenaria

Laje	lx (m)	f0 (q) (cm)	Limite para alvenaria (cm)	Situação
4	1,74	0,022	0,10	OK
12	1,74	0,022	0,10	OK

Fonte: Autoria própria (2022)

6 CARREGAMENTO DEVIDO AO VENTO

Segundo Blessmann (2013, p. 11), o vento pode ser descrito como o movimento do ar sobre a superfície da terra, sendo as diferenças de pressão atmosférica sua causa imediata principal.

De acordo com a NBR 6118:2014, os esforços solicitantes gerados pela ação do vento devem ser considerados, de modo a atender as prescrições da ABNT NBR 6123:1988. De modo geral, todas as edificações estão sujeitas às ações oriundas dessa movimentação de massas de ar. Entretanto, esses esforços costumam ser mais determinantes em edificações altas e esbeltas. Por outro lado, há, também, edificações de pequeno porte que sofrem com a ação negativa do vento. Desse modo, é necessário avaliar as particularidades da edificação a ser projetada, de forma a respeitar as prescrições normativas.

6.1 DETERMINAÇÃO DA PRESSÃO DINÂMICA OU DE OBSTRUÇÃO

Para determinação dos esforços oriundos da ação do vento, a NBR 6123:1988 traz os procedimentos e considerações a serem empregadas. Segundo a NBR 6123:1988, a pressão dinâmica do vento está relacionada com a velocidade característica (V_k), em condições normais de temperatura e pressão (15°C e 1 atm), por meio da Equação 68. A norma apresenta a Equação 69 para determinação da velocidade característica.

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (68)$$

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (69)$$

Onde:

V_0 → Velocidade básica

S_1 → Fator topográfico

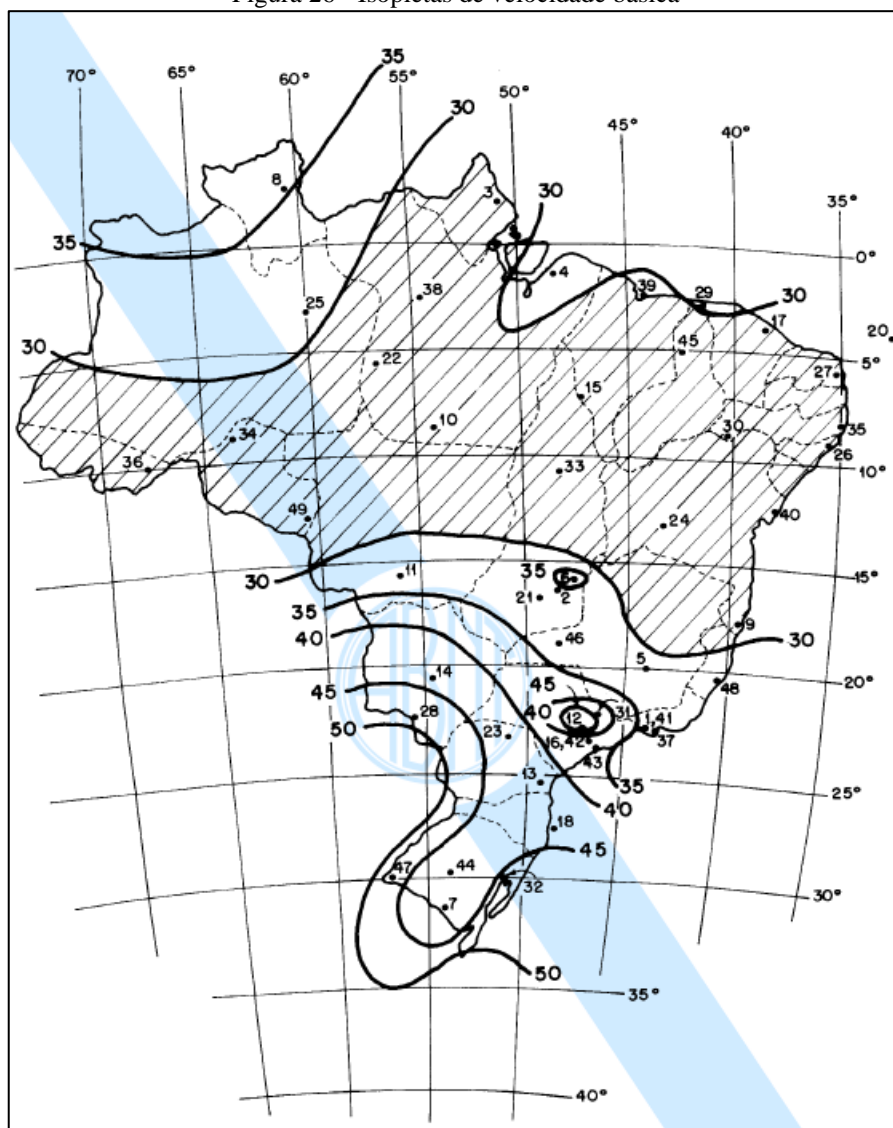
S_2 → Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

S_3 → Fator estatístico

6.1.1 Determinação da velocidade básica do vento

A velocidade básica do vento, de acordo com a NBR 6123:1988, corresponde “a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano”. A Figura 26 apresenta os valores para as diferentes regiões do país.

Figura 26 - Isopletas de velocidade básica



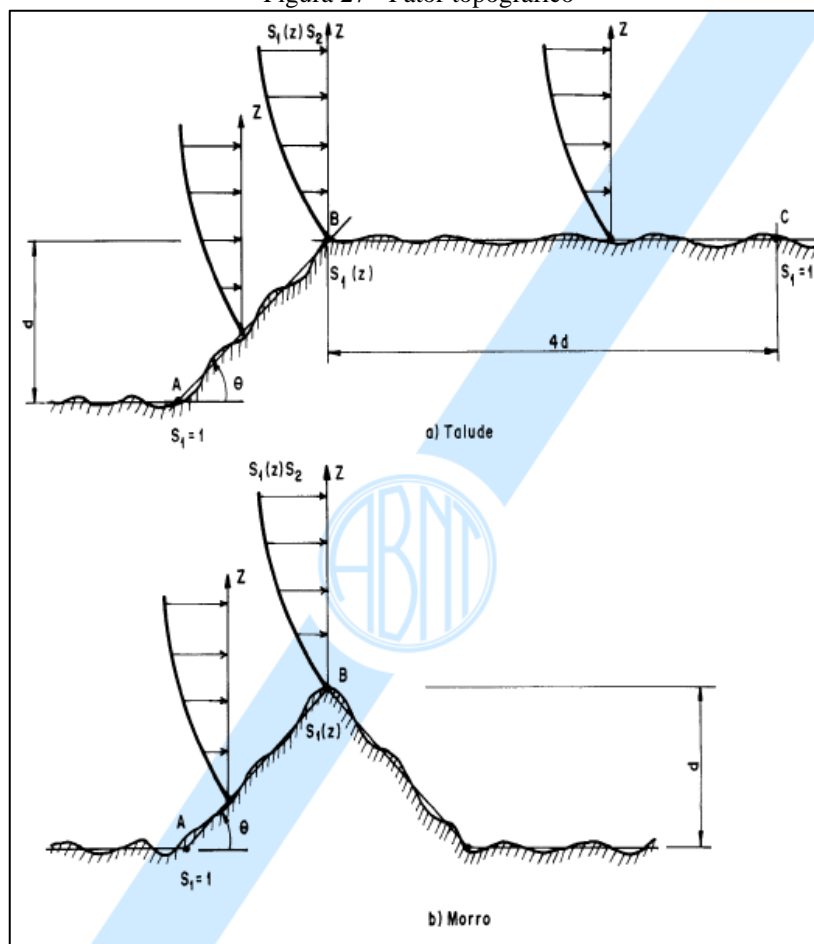
Fonte: ABNT NBR 6123:1988, p.6.

Com base na análise das isopletas apresentadas, percebe-se que, para a cidade de Palhoça, localidade onde será construída a edificação, pode-se utilizar o valor de 43 m/s, tendo em vista que está localizada entre as curvas de 40 m/s e 45 m/s e está mais próxima da maior delas.

6.1.2 Fator S_1

O fator topográfico (S_1) leva em consideração, de acordo com NBR 6123:1988, as variações do relevo do terreno. Para sua determinação, deve-se observar as características descritas que mais se assemelham ao terreno no qual será construído. Deve-se observar a Figura 27 para determinação dos valores a serem adotados.

Figura 27 - Fator topográfico



Fonte: ABNT NBR 6123:1988, p.7.

- Terreno plano ou fracamente acidentado $\rightarrow S_1 = 1,0$;
- Taludes e morros:
 - - No ponto A da representação “b” (Morro) e nos pontos A e C da representação “a” (Talude), $S_1 = 1,0$;
 - - No ponto B $\rightarrow S_1 = S_1(z)$

$$\text{Para } \theta \leq 3^\circ \rightarrow S_1 = 1,0;$$

$$\text{Para } 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \rightarrow S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) * \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1,0;$$

$$\text{Para } \theta \geq 45^\circ \rightarrow S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) * 0,31 \geq 1,0;$$

Para $3^\circ < \theta < 6^\circ$, $17^\circ < \theta < 45^\circ \rightarrow$ Interpolação linear.

Onde:

$z \rightarrow$ altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado

$d \rightarrow$ diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro

$\theta \rightarrow$ inclinação média do talude ou encosta do morro

- Vales profundos, protegidos de vento de qualquer direção $\rightarrow S_1 = 0,9$;

Ao verificar as características do terreno em questão, percebe-se que se trata de uma região plana ou fracamente acidentado, assim, $S_1 = 1,0$.

6.1.3 Fator S_2

A consideração da rugosidade do terreno, combinada com a variação do vento e a altura acima do terreno, e das dimensões da edificação é feita por meio do fator S_2 . Para determinação deste fator, é, primeiramente, definida a categoria de rugosidade do terreno, de acordo com a Tabela 107, bem como a classe, conforme Tabela 108, baseando-se na altura da edificação.

Tabela 107 - Classificação da rugosidade do terreno

Definição de categorias de terreno de acordo com a NBR 6123:1988			
Categoria	Descrição do ambiente	Exemplos	Cota média (m)
I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento insidente	Mar calmo; Lagos; Rios; Pântanos sem vegetação	-
II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas	Zonas costeiras planas; Campos de aviação; Fazendas; Pântanos com vegetação rala; Pradarias	1
III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas	Casas de campo; Fazendas com muros; Subúrbios com altura mé	3
IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada	Parques e bosques; Cidades pequenas e seus arredores; Subúrbios densamente construídos; Áreas industriais	10
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados	Florestas com árvores altas; Centro de grandes cidades; Complexos industriais	25

Fonte: Autoria própria (2022)

Por se tratar de uma região com diversas construções nos arredores, e com construções com mais de 10 m de altura, construções como igrejas, colégios, supermercados, ginásios e pequenos edifícios nas proximidades, optou-se por adotar a categoria IV.

Tabela 108 - Classificação quanto as dimensões da edificação

Classificação de acordo com NBR 6123:1988	
Classe	Descrição
A	Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.
B	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
C	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Fonte: Autoria própria (2022)

Ao verificar a altura final da edificação, tem-se que é inferior a 20 m, no entanto a superfície frontal tem 23,90 m. Assim, deve-se adotar a classe B.

Após feita classificação, observa-se a Tabela 109 para obtenção dos parâmetros b , F_r e p , e aplicação na Equação 70.

$$S_2 = b * F_r * \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (70)$$

Tabela 109 - Parâmetros meteorológicos

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: ABNT NBR 6123:1988, p. 9.

$b \rightarrow 0,85$

$F_r \rightarrow 0,98$

$p \rightarrow 0,125$

$z \rightarrow$ Variável

$$S_2 = b * F_r * \left(\frac{z}{10}\right)^p = 0,85 * 0,98 * \left(\frac{VAR}{10}\right)^{0,125} = VAR$$

Os valores obtidos para o fator S_2 são apresentados na Tabela 110.

Tabela 110 - Valores de S2

Pavimento	z (m)	S2
1º Tipo	3	0,72
2º Tipo	6	0,78
3º Tipo	9	0,82
Cobertura	12	0,85
Barrilete	13	0,86
Laje Caixa d'água	15	0,88
Topo	18	0,90

Fonte: Autoria própria (2022)

6.1.4 Fator S3

O fator S_3 baseia-se em conceitos estatísticos. Por meio deste, faz-se as considerações a respeito do grau de segurança requerido e da vida útil da edificação. Tal fator mostra-se importante quando se analisa a definição da velocidade básica considerada, a qual, de acordo com a NBR 6123:1988, tem uma probabilidade de 63% de ser excedida em um período de 50 anos para a edificação sob dimensionamento neste trabalho. A Tabela 111 apresenta os valores de S_3 a serem considerados com base no propósito de uso da edificação.

Tabela 111 - Valores mínimos do fator estatístico S3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

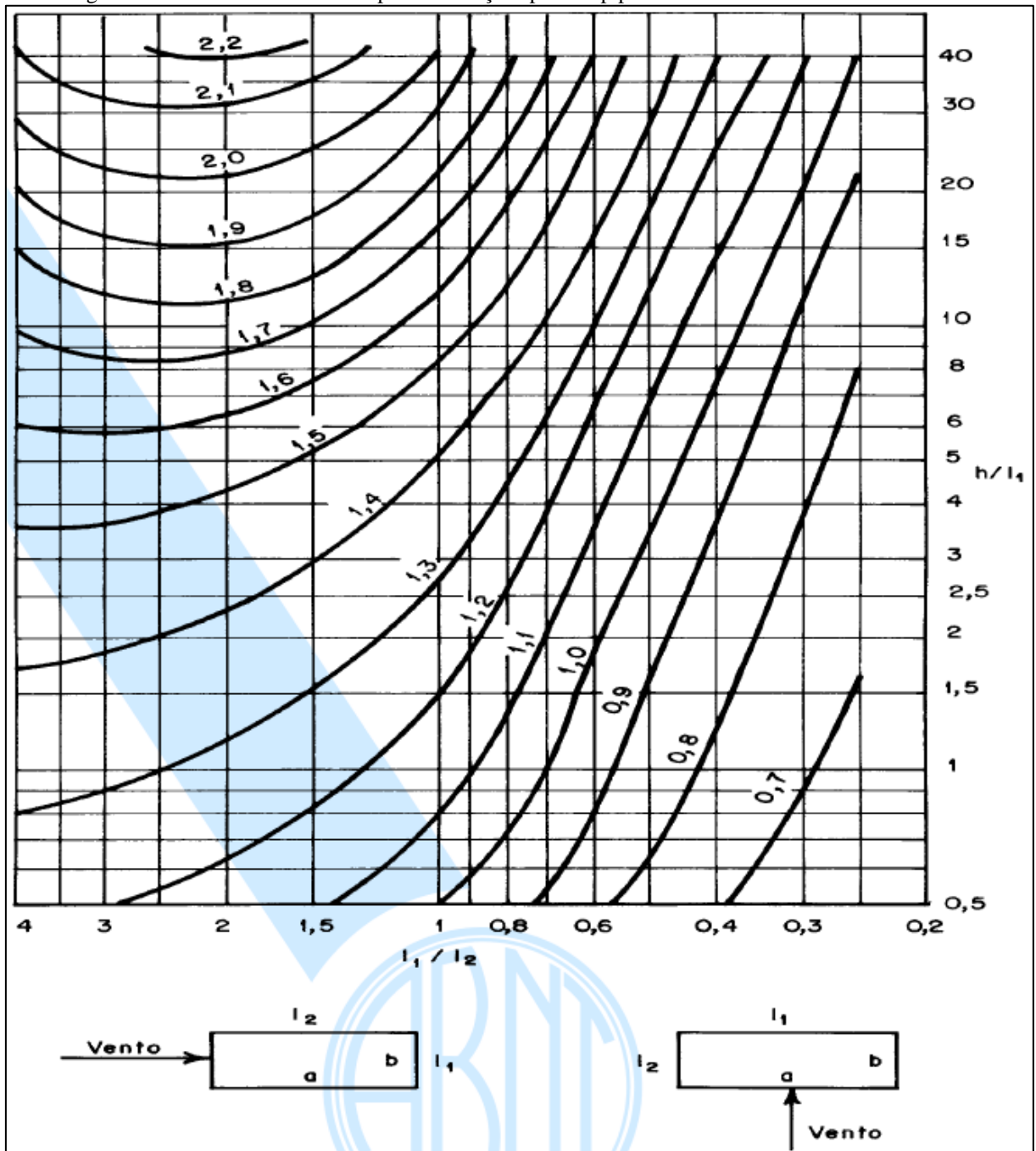
Fonte: ABNT NBR 6123:1988, p. 10

O edifício sob análise tem como fim a utilização residencial, desse modo, é classificado como pertencente ao grupo 2. Optou-se, portanto, pela utilização do valor de 1,00 para o fator S_3 .

6.1.5 Coeficiente de arrasto

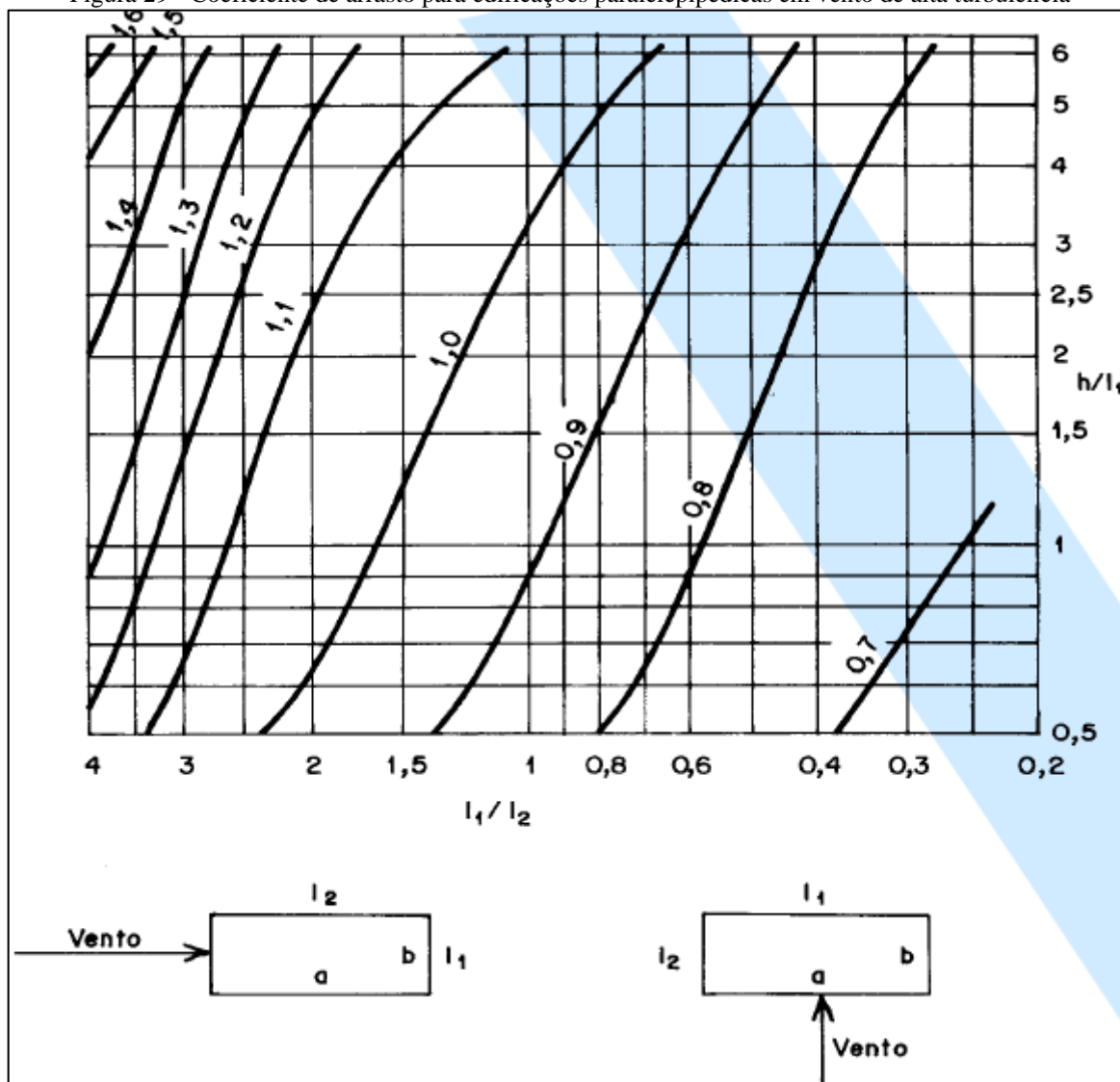
Para determinação da força de arrasto atuante na estrutura, é necessária a determinação do coeficiente de arrasto. Este valor é apresentado na NBR 6123:1988, para ventos de baixa turbulência, é determinado por meio do gráfico apresentado na Figura 28, para ventos de alta turbulência, utiliza-se o da Figura 29.

Figura 28 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepédicas em vento de baixa turbulência



Fonte: ABNT NBR 6123:1988, p. 20.

Figura 29 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência



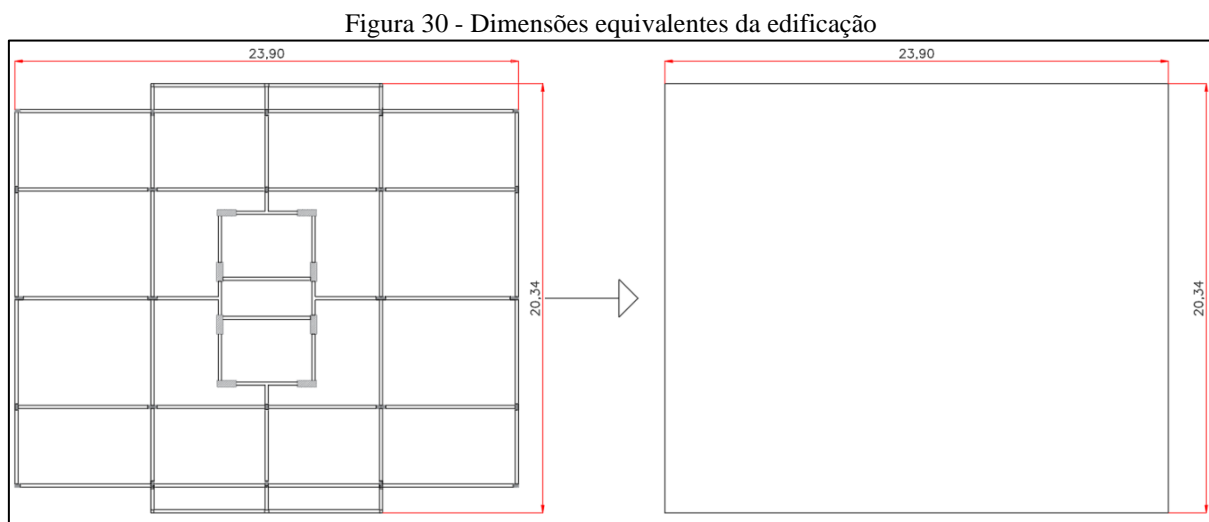
Fonte: ABNT NBR 6123:1988, p. 20.

Os requisitos para enquadramento de uma edificação em vento de alta turbulência são apresentados no item 6.5.3 da NBR 6123:1988:

Uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações vizinhas, estendendo-se estas, na direção e sentido do vento incidentes a uma distância mínima de:

- 500 m, para edificação de até 40 m de altura;
- 1000 m, para edificação de até 55 m de altura;
- 2000 m, para edificação de até 70 m de altura;
- 3000 m, para edificação de até 80 m de altura (ABNT, 1988).

O edifício sob estudo possui 18 m de altura total. Ao analisar as edificações da região na qual será construída, percebe-se que não excederá o dobro da altura média das edificações vizinhas em um raio de 500 m. Logo, têm-se que o vento é de alta turbulência.



Fonte: Autoria própria (2022)

Para determinação do valor do coeficiente de arrasto, elaborou-se a Tabela 112 e a Tabela 113, nas quais constam os valores das dimensões da edificação para entrada de dados no ábaco da Figura 29 para as duas direções consideradas (X e Y). Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 114.

Tabela 112 - Valores de entrada para direção X

DIREÇÃO X		
a	23,90	m
b	20,34	m
l1	20,34	m
l2	23,90	m

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 113 - Valores de entrada para direção Y

DIREÇÃO Y		
a	23,90	m
b	20,34	m
l1	23,90	m
l2	20,34	m

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 114 - Coeficientes de arrasto para direção X e Y

	Direção X	Direção Y
h/l1	0,88	0,75
l1/l2	0,85	1,18
CA	0,86	0,91

Fonte: Autoria própria (2022)

6.1.6 Força de arrasto

A força final na edificação devido à ação do vento é dita força de arrasto e pode ser calculada por meio da Equação 71, conforme preconiza a NBR 6123:1988 em seu item 4.2.3.

$$F_a = CA * q * A_e \quad (71)$$

Onde:

CA → Coeficiente de arrasto;

q → Pressão dinâmica;

A_e → Área frontal efetiva (projeção ortogonal sobre um plano perpendicular à direção do vento).

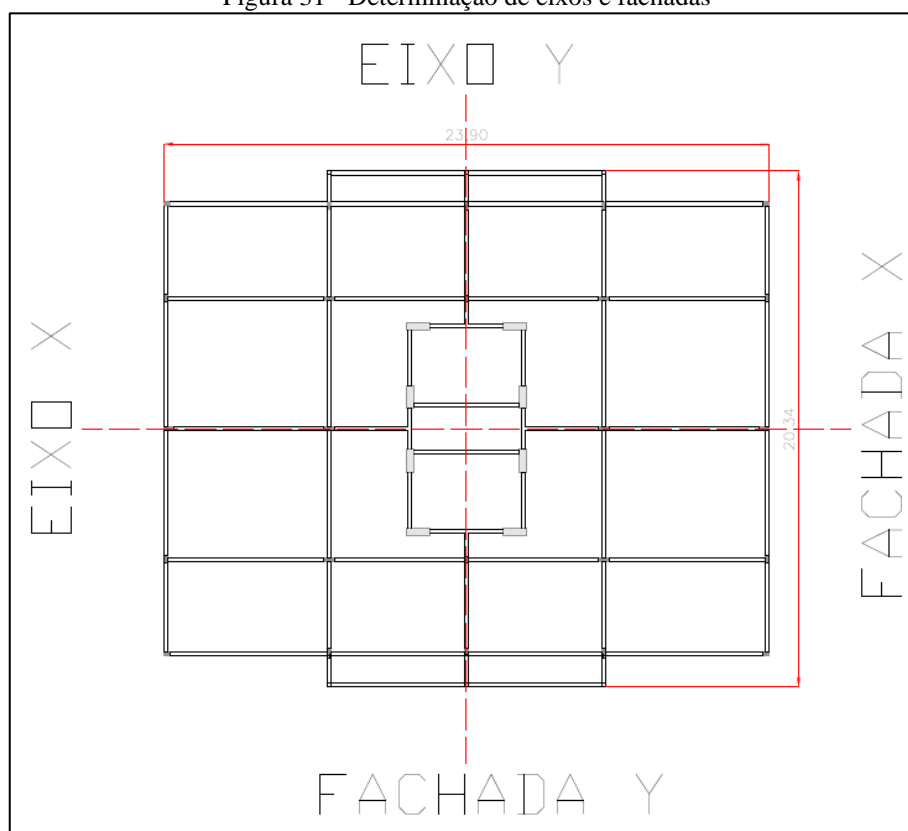
A Tabela 115 apresenta os valores da pressão dinâmica para cada os diferentes níveis da estrutura.

Tabela 115 - Valores de pressão dinâmica encontrados

Pavimento	z (m)	V0 (m/s)	S1	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m ²)
Térreo	3	43	1,00	0,72	1,00	30,81	582,06
1º tipo	6	43	1,00	0,78	1,00	33,60	692,19
2º tipo	9	43	1,00	0,82	1,00	35,35	766,03
3º tipo	12	43	1,00	0,85	1,00	36,64	823,16
Barrilete	13	43	1,00	0,86	1,00	37,01	839,79
Laje Caixa d'água	15	43	1,00	0,88	1,00	37,68	870,38
Topo	18	43	1,00	0,90	1,00	38,55	910,97

Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 31 - Determinação de eixos e fachadas



Fonte: Autoria própria (2022)

A fim de determinar os valores da área frontal efetiva, elaborou-se Tabela 116 a seguir, na qual constam os resultados obtidos para direção X e direção Y.

Tabela 116 - Áreas frontais efetivas calculadas

Pavimento	h (m)	ly (m)	lx (m)	Aey (m²)	Aex (m²)
Térreo	3	23,90	20,34	71,70	61,02
1º tipo	3	23,90	20,34	71,70	61,02
2º tipo	6	23,90	20,34	143,40	122,04
3º tipo	3	23,90	20,34	71,70	61,02
Barrilete	1	23,90	20,34	23,90	20,34
Laje Caixa d'água	2	8,40	4,65	16,80	9,30
Topo	3	8,40	4,65	25,20	13,95

Fonte: Autoria própria (2022)

De posse desses valores, faz-se, então, a determinação da força de arrasto nos diferentes níveis, conforme apresentado na Tabela 117.

Tabela 117 - Força de arrasto nas direções X e Y

Pavimento	q (N/m²)	Aey (m²)	Aex (m²)	Cax	Cay	Fay (kN)	Fax (kN)
Térreo	582,06	71,70	61,02	0,86	0,91	37,98	30,54
1º tipo	692,19	71,70	61,02	0,86	0,91	45,16	36,32
2º tipo	766,03	143,40	122,04	0,86	0,91	99,96	80,40
3º tipo	823,16	71,70	61,02	0,86	0,91	53,71	43,20
Barrilete	839,79	23,90	20,34	0,86	0,91	18,26	14,69
Laje Caixa d'água	870,38	16,80	9,30	0,86	0,91	13,31	6,96
Topo	910,97	25,20	13,95	0,86	0,91	20,89	10,93

Fonte: Autoria própria (2022)

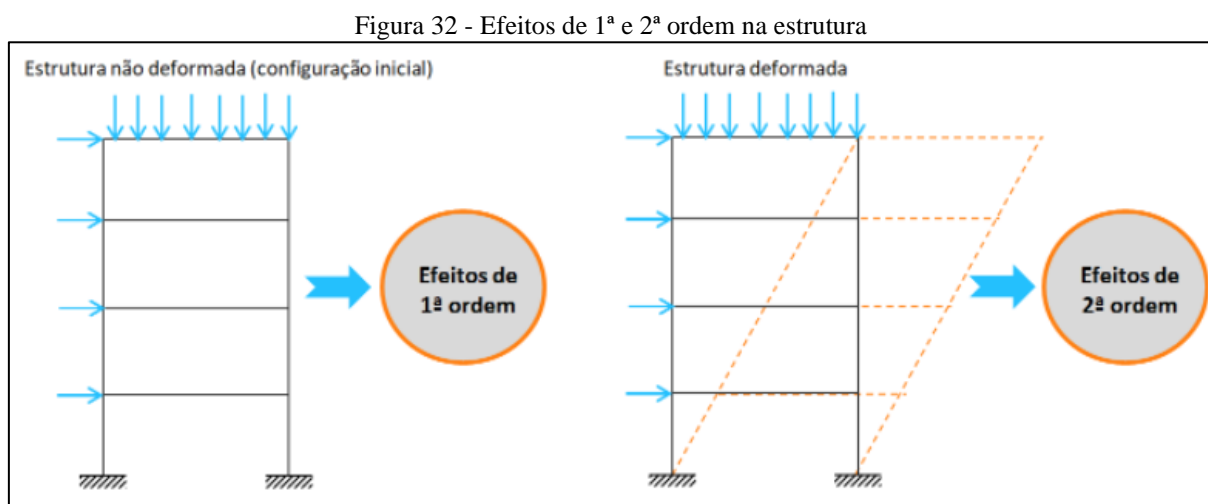
7 EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM

A fim de assegurar que não ocorra o colapso da estrutura para as combinações de ações mais desfavoráveis, é necessário realizar a análise da estabilidade global. Por meio dessa, será observado se a estrutura não perderá a capacidade de resistência e, ainda, a estabilidade. Para isso, é preciso, previamente, identificar os esforços e efeitos na estrutura.

Os efeitos de 1ª ordem correspondem aos esforços internos e deslocamentos obtidos pela análise da estrutura em seu estado não deformado. Considera-se que o deslocamento da estrutura é pequeno, de modo a desconsiderar os esforços provenientes deste. Com isso, permite-se a utilização da superposição dos efeitos.

Por efeito das ações oriundas de cargas verticais e horizontais, a estrutura pode sofrer deslocamentos consideráveis. Por conseguinte, surgem efeitos secundários atuantes na estrutura, os quais são chamados de efeitos globais de 2ª ordem. Para definição destes, deve-se levar em consideração o comportamento não linear dos materiais e a não linearidade geométrica.

A Figura 32 ilustra os efeitos de 1ª e 2ª ordem citados anteriormente.



Fonte: Schneider (2020)

7.1 ESTRUTURA DE NÓS FIXOS E NÓS MÓVEIS

De acordo com a ABNT, segundo consta na NBR 6118:2014, as estruturas são consideradas de nós fixos quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por conseguinte, os efeitos de 2ª ordem são desprezíveis. Já as estruturas ditas de nós móveis são aqueles que apresentam deslocamentos horizontais consideráveis e, assim, efeitos de 2ª ordem significativos.

De modo geral, a norma classifica como estruturas de nós fixos aquelas em que os efeitos de segunda ordem são inferiores a 10% dos efeitos de 1ª ordem. Com relação às estruturas de nós móveis, a norma estabelece que as estruturas cujo valores dos efeitos de 2ª ordem superiores a 10% do valor dos respectivos efeitos de 1ª ordem serão classificadas desse modo. Nesses casos, devem ser observados, além dos efeitos os locais e localizados, os efeitos de 2ª ordem global.

7.2 NÃO LINEARIDADE FÍSICA

A rigidez a flexão de um elemento é indicada por meio dos módulos de elasticidade e de inércia de um elemento e está associada com as possíveis deformações sob solicitações.

Segundo Pinto (1997), ao realizar o projeto, deve-se considerar que o comportamento do concreto armado não é perfeitamente elástico. Isso é observado pois o efeito de fissuração, da fluência, o escoamento das armaduras e outros fatores menos importantes fazem com que o material apresente um comportamento não linear, denominada não linearidade física (NLF).

A NBR 6118:2014 permite que para estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, considere-se a não linearidade física de modo aproximado. Tendo, então, os valores de rigidez conforme apresentado abaixo:

$$\text{Lajes} \rightarrow (EI)_{sec} = 0,3 * E_c * I_c$$

$$\text{Vigas} \rightarrow (EI)_{sec} = 0,4 * E_c * I_c \rightarrow \text{para } A'_s \neq A_s$$

$$\rightarrow (EI)_{sec} = 0,5 * E_c * I_c \rightarrow \text{para } A'_s = A_s$$

$$\text{Pilares} \rightarrow (EI)_{sec} = 0,8 * E_c * I_c$$

7.3 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

De acordo com Pinto (1997), ao sofrer ação de forças horizontais e verticais concomitantemente, a estrutura sofre deslocamento. A mudança sofrida pela estrutura pode ocasionar o acréscimo de esforços, os quais podem levar a estrutura ao colapso, se não dimensionado para tais esforços. Assim, é necessário avaliar o equilíbrio da estrutura em sua posição deslocada. Essa consideração é dita não linearidade geométrica (NLG).

Com base no exposto anteriormente, mostra-se necessária a avaliação da estrutura de modo a examinar a não linearidade física e a não linearidade geométrica. A determinação da NLF de forma exata implicaria em grande esforço computacional, no entanto, a norma permite as considerações dos valores de rigidez apresentados no item 7.2 deste trabalho. No que tange à NLG, a norma permite algumas simplificações para sua determinação, ressalta-se, ainda, que deve ser obrigatoriamente considerada nas estruturas de nós móveis. No entanto, a configuração final deformada da estrutura pode ser próxima da inicial, de modo a não apresentar um incremento de esforços consideráveis, podendo, então, essa alteração ser desconsiderada. As estruturas que dispensam a essa consideração são as classificadas como de nós fixos. Nas de nós móveis, por outro lado, são observadas alterações consideráveis na estrutura, assim, é preciso levar em conta a NLG.

Para averiguação da necessidade de consideração dos esforços adicionais, a ABNT, na NBR 6118:2014, apresenta parâmetros que possibilitam essa determinação:

- Parâmetro α → leva em consideração a altura da estrutura, as cargas verticais atuantes na estrutura, a rigidez dos pilares nas direções consideradas e o número de andares da estrutura
- Parâmetro γ_z → leva em consideração as forças horizontais e as forças verticais atuantes na estrutura.

Para a determinação, optou-se por utilizar o coeficiente γ_z , tendo em vista que a estrutura atende ao requisito de possuir ao menos 4 andares.

7.4 COEFICIENTE γ_z

O coeficiente γ_z permite a comparação entre os momentos gerados pelos esforços de 1ª ordem e os gerados pelo de 2ª ordem. Com base na análise deste, pode-se determinar se a estrutura é de nós fixos ou nós móveis. O cálculo do γ_z pode ser feito por meio da Equação 72. Para essa consideração, deve-se observar o valor do γ_z , classificando como:

- $\gamma_z \leq 1,1 \rightarrow$ Estrutura de nós fixos
- $\gamma_z > 1,1 \rightarrow$ Estrutura de nós móveis

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (72)$$

Onde:

$\Delta M_{tot,d} \rightarrow$ soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos por meio da análise de 1ª ordem.

$M_{1,tot,d} \rightarrow$ momento de tombamento, é a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

7.5 SUBESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO

As ações externas sob as quais a estrutura da edificação está submetida precisam ser absorvidas para que a estabilidade da estrutura não seja comprometida. Por isso, esta deve ser projetada de modo que seja capaz de absorver estes esforços sem que haja a ruína ou danos que afetem sua utilização. Deve, também, estar em harmonia com os demais projetos, como o arquitetônico, por exemplo.

Para a edificação em questão, optou-se pela utilização dos pórticos como estrutura de contraventamento. Faz-se um conjunto de linhas de pórticos nas direções principais em que as ações horizontais atuam. Tendo em vista que a edificação tem 18 m de altura, pode-se utilizar o sistema de contraventamento por meio da associação de pórticos (LONGO; COELHO, 2022).

8 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL

8.1 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Para determinação dos deslocamentos, foram adotadas as combinações últimas, as quais estão representadas nas equações 73 e 74. Consideram-se as cargas permanentes, as acidentais e as de vento.

$$F_d = 1,4G * 1,4(Q + \psi_0 V) \quad (73)$$

$$F_d = 1,4G * 1,4(V + \psi_0 Q) \quad (74)$$

Onde:

G → peso próprio da estrutura

Q → carga acidental

V → carga horizontal devida ao vento, aplicada em cada pavimento nas direções, sentido e intensidade estabelecidas

ψ_0 → coeficientes retirados da Tabela 88

Os coeficientes utilizados para as combinações de ações são apresentados na Tabela 118 e as combinações obtidas na Tabela 119.

Tabela 118 - Coeficientes adotados para combinação das ações acidentais

Carga	Sigla	ψ_0
Peso próprio	G	1
Vento direita	Vd	0,6
Vento esquerda	Ve	0,6
Acidental	Q	0,5

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 119 - Combinações de ações obtidas

Combinações	
Fd1	$1,4G + 1,4Vd + 0,7Q$
Fd2	$1,4G + 1,4Ve + 0,7Q$
Fd3	$1,4G + 1,4Q + 0,84Vd$
Fd4	$1,4G + 1,4Q + 0,84Ve$

Fonte: Autoria própria (2022)

8.2 MODELO PARA ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

Como mencionado no subitem 7.5, o modelo a ser adotado é o de pórticos planos associados. A estrutura tridimensional é representada no plano bidimensional, de modo que a representação de vigas e pilares se dá por meio da utilização de elementos de barras. As ligações entre os elementos, os ditos nós, podem ser rotulados ou rígidos e, para determinação da distância entre os elementos, será considerada o valor entre eixos das vigas.

Com relação às forças que agem na estrutura, elas são representadas no plano do pórtico. Os elementos podem estar sujeitos a momento fletor, esforços axiais e força cortante. Uma das limitações é a não possibilidade de determinação dos esforços de torção nos elementos. Isso se deve à simplificação adotada para o modelo. Entretanto, a desconsideração da torção não gerará problemas pois qualquer efeito de torção existente no pórtico é devido à torção de compatibilidade, cuja desconsideração é permitida pela NBR 6118:2014 e, além disso, a planta é bastante simétrica em geometria e carga.

Com o intuito de analisar os esforços e deslocamentos, os pórticos são dispostos no plano em sequência, sendo conectados por barras rígidas. Assim, pode-se considerar os efeitos de diafragma rígido das lajes. As barras são consideradas como elementos rígidos, os quais transmitem de forma igualitária os deslocamentos e não permitem a deformação axial. Para que haja somente transmissão dos esforços axiais, essas barras são rotuladas. Além disso, considera-se a NLF, conforme apresentado anteriormente no item 7.2.

Primeiramente, é feita a análise dos carregamentos verticais atuando sobre as vigas e pilares. Os apoios são considerados indeslocáveis e de segundo gênero nas fundações. Realiza-se a verificação da estrutura após a aplicação das forças. E, em seguida, são analisados os resultados da aplicação dos esforços horizontais. A análise é feita com base nas dimensões dos

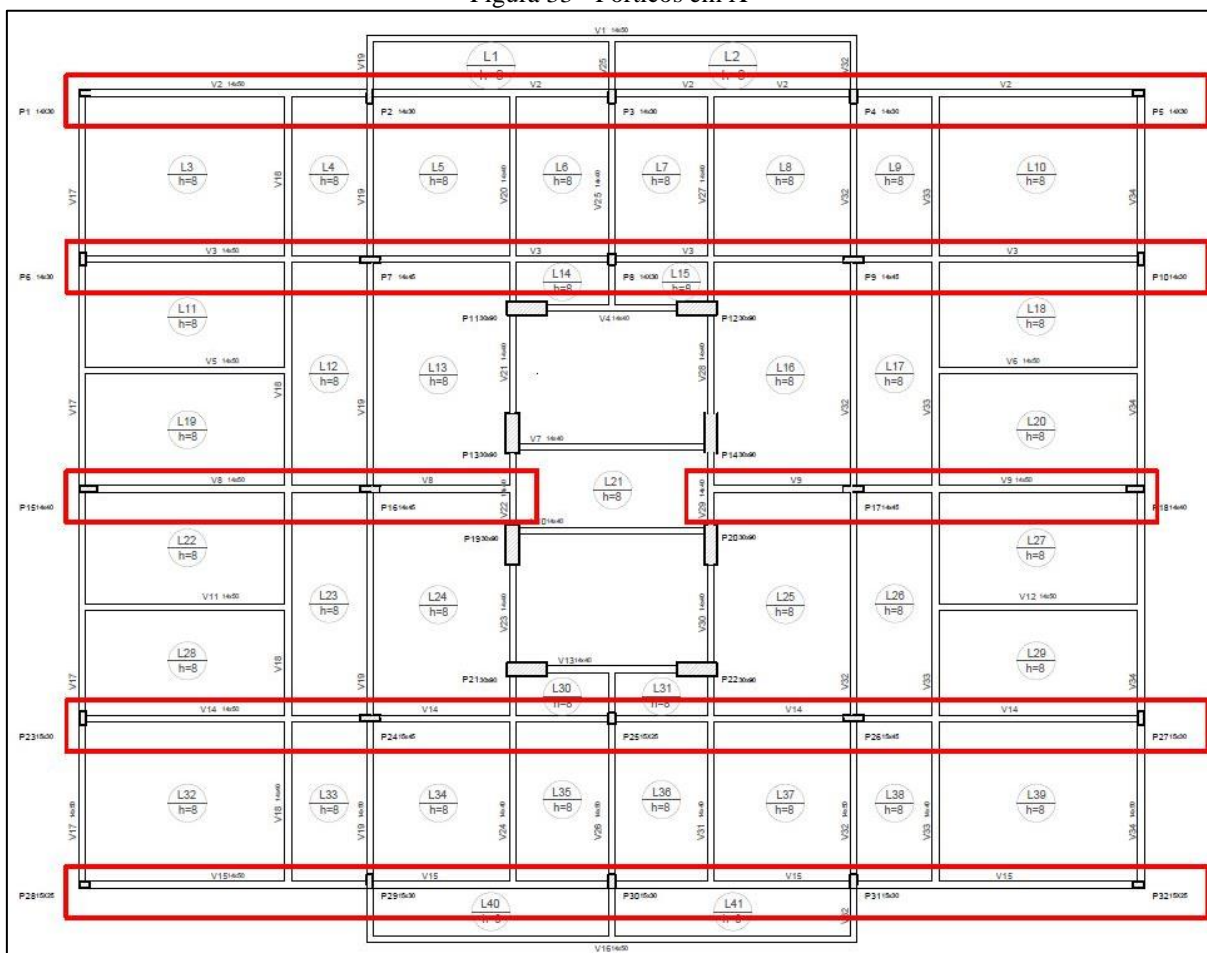
elementos obtidas no pré-dimensionamento, e, caso haja necessidade, são modificadas as seções transversais dos pilares e vigas.

8.3PÓRTICOS ASSOCIADOS

Para a estrutura sob análise, são consideradas seis pórticos de contraventamento na direção Y e seis na direção X, conforme apresentados na Figura 33 e Figura 34. Os pórticos foram representados no *Software Ftool*, conforme apresentado na Figura 35, Figura 36, Figura 37 e Figura 38, e serão analisados com auxílio do mesmo.

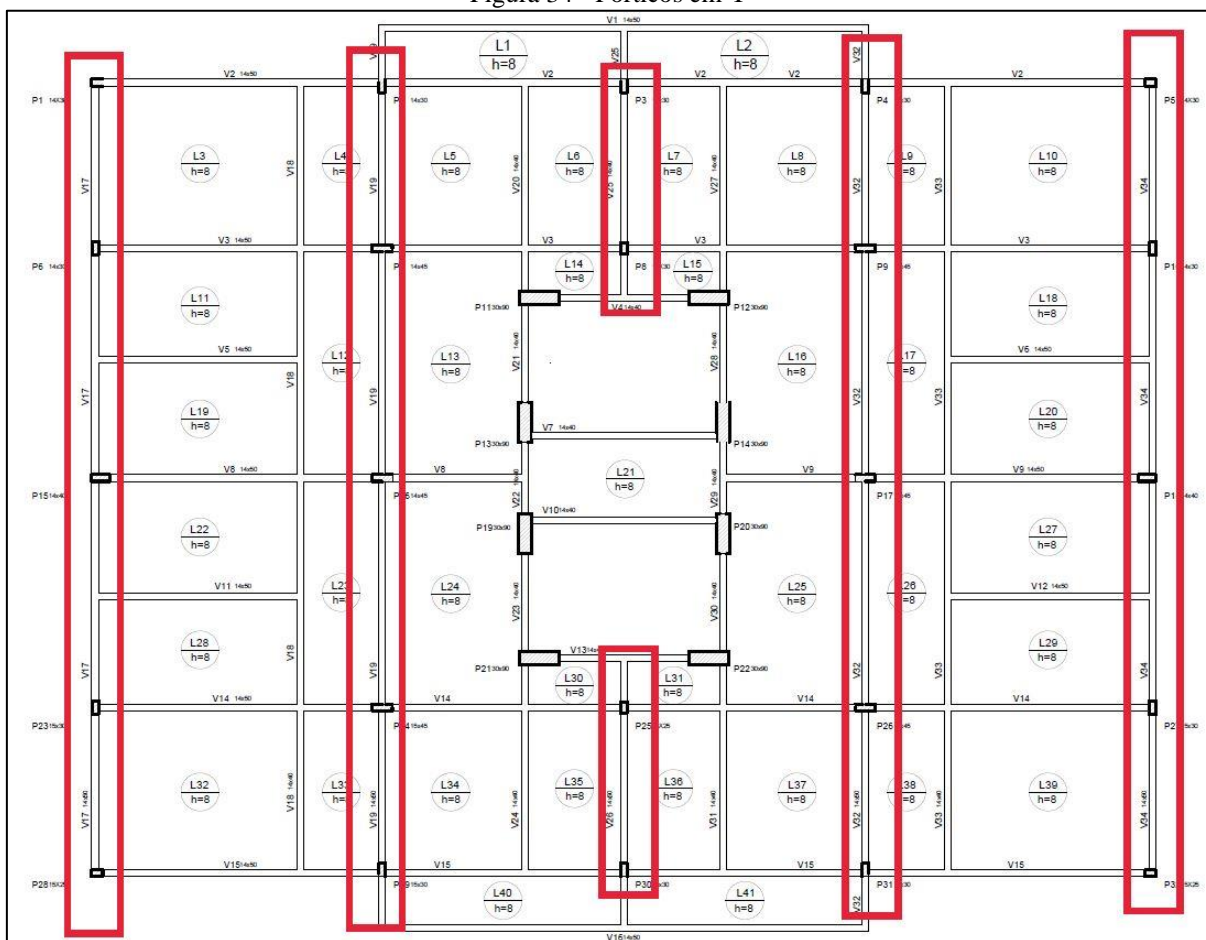
No pórtico composto pela viga V8 no eixo X, utilizou-se apoio elástico no encontro com a viga V22, visando uma melhor representação dos deslocamentos neste ponto de apoio. O coeficiente de mola foi calibrado de modo a obter, para o carregamento permanente, deslocamentos similares no ponto de interseção na viga V22 e na viga V8. Optou-se por adotar um coeficiente característico para todos os pavimentos. A mesma situação foi observada para o pórtico composto pela viga V25 no eixo Y, fez-se, então, a mesma calibração na interseção entre a viga V25 e viga V4.

Figura 33 - Pórticos em X



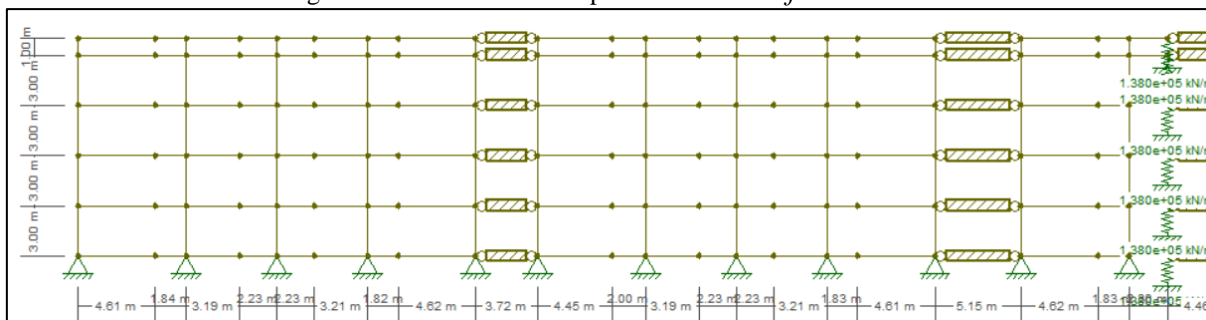
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 34 - Pórticos em Y

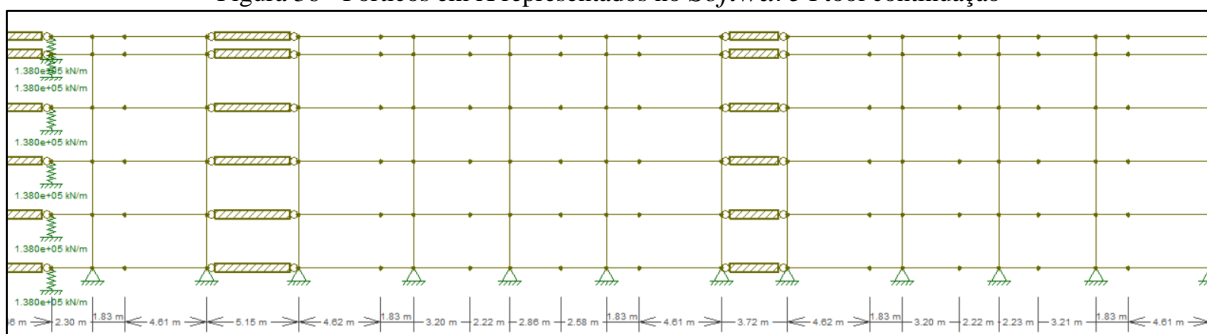


Fonte: Autoria própria (2022)

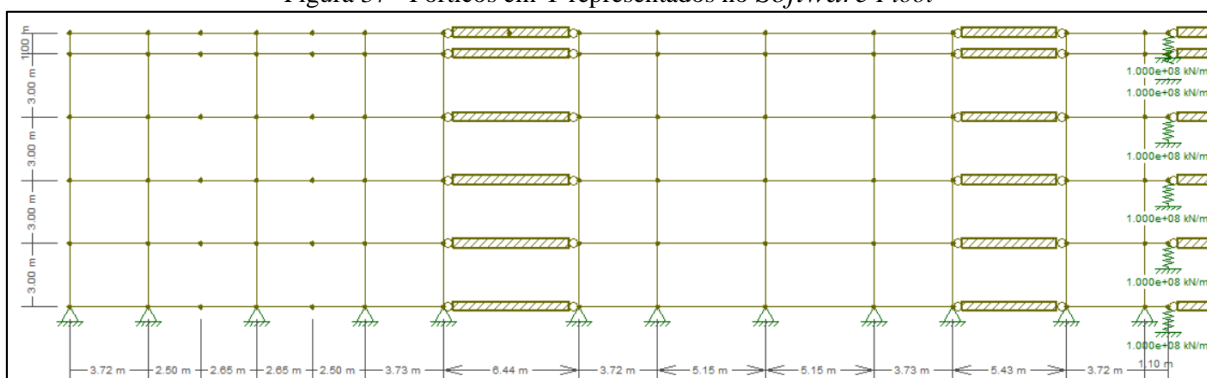
Figura 35 - Pórticos em X representados no Software Ftool



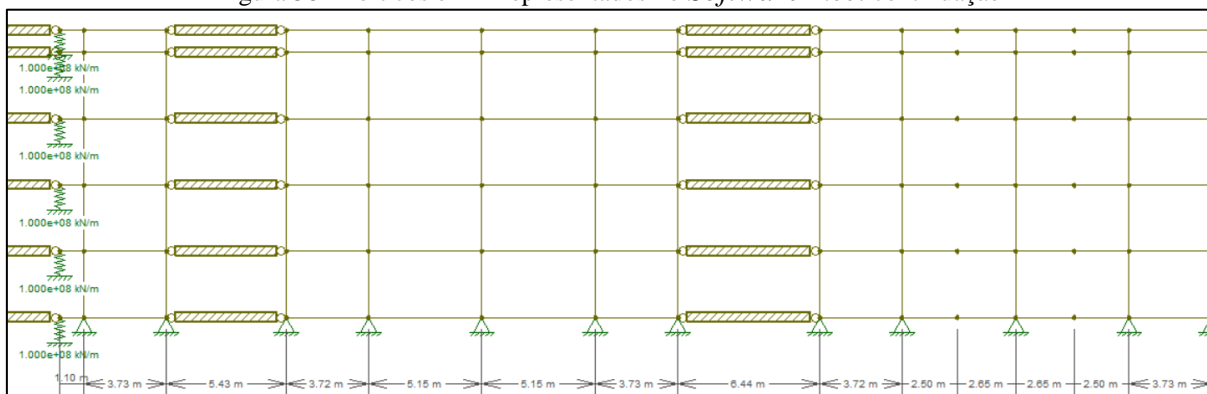
Fonte: Autoria Própria, com auxílio do Software Ftool (2022)

Figura 36 - Pórticos em X representados no *Software Ftool* continuação

Fonte: Autoria Própria, com auxílio do *Software Ftool* (2022)

Figura 37 - Pórticos em Y representados no *Software Ftool*

Fonte: Autoria Própria, com auxílio do *Software Ftool* (2022)

Figura 38 - Pórticos em Y representados no *Software Ftool* continuação

Fonte: Autoria Própria, com auxílio do *Software Ftool* (2022)

Dentre as ações atuantes a serem consideradas, pode-se dividir em dois grupos, de acordo com a direção de aplicação: verticais (peso próprio, cargas acidentais e elementos apoiados sobre a estrutura) e horizontais (vento). A seguir é feita a análise do comportamento da estrutura de acordo com a direção das cargas.

8.3.1 Análise dos carregamentos verticais

Para análise do comportamento da estrutura devido à aplicação de cargas verticais, serão consideradas as ações geradas pela combinação das cargas de alvenaria, peso próprio dos elementos e reações de apoio das lajes. Desconsiderando, nesta etapa, as cargas de vento. Com isso, tem-se que, dentre as combinações apresentadas no item 8.1, as combinações F_{d1} e F_{d2} são equivalentes, assim como a F_{d3} e F_{d4} . Logo, como nas combinações F_{d3} e F_{d4} o fator de majoração dos efeitos das cargas acidentais é maior, utiliza-se estas combinações para a avaliação.

8.3.1.1 Cargas de alvenaria

O carregamento sobre as vigas, proveniente das alvenarias de vedação, é considerado como permanente. Ele é igual ao peso específico da alvenaria, tijolos de 14 cm, adicionado 3 cm de argamassa de revestimento externo e 2 cm para a parte interna, multiplicado pelo pé direito de 3 m. Os valores do peso específico da alvenaria e da argamassa são apresentados na Tabela 16 e o resultado é apresentado a seguir.

Peso específico alvenaria – Tijolo com furos: 13 kN/m^3

Peso específico argamassa de cal, cimento e areia: 19 kN/m^3

Carga devido à alvenaria para pavimento tipo: $13 \times 0,14 \times 3,00 = 5,46 \text{ kN/m}$

Carga devido à argamassa para pavimento tipo: $19 \times (0,03 + 0,02) \times 3,00 = 2,85 \text{ kN/m}$

Carga distribuída resultante nas vigas do pavimento tipo: $8,31 \text{ kN/m}$

Carga devido à alvenaria para cobertura: $13 \times 0,14 \times 1,00 = 1,82 \text{ kN/m}$

Carga devido à argamassa para pavimento tipo: $19 \times (0,03 + 0,02) \times 1,00 = 0,95 \text{ kN/m}$

Carga distribuída resultante nas vigas do pavimento tipo: $2,77 \text{ kN/m}$

8.3.1.2 Peso próprio da estrutura

Além dos carregamentos já citados anteriormente, o peso próprio também é um dos carregamentos permanentes na estrutura. Para determinação, é feita a multiplicação do peso específico do concreto armado (25 kN/m^3) pelas dimensões do elemento.

Na estrutura sob análise, observa-se duas dimensões distintas de elementos – $14 \times 50 \text{ cm}$ e $14 \times 40 \text{ cm}$. Assim, pode-se calcular conforme apresentado a seguir.

Carga de peso próprio vigas 14×50 : $25 \times 0,14 \times 0,5 = 1,75 \text{ kN/m}$

Carga de peso próprio vigas 14×40 : $25 \times 0,14 \times 0,4 = 1,40 \text{ kN/m}$

No que tange aos pilares, a Tabela 120 a seguir apresenta o peso para cada uma das seções utilizadas no projeto. Tais valores representam a carga de peso próprio distribuído ao longo da altura de cada pilar, variando de acordo com a seção transversal dos elementos.

Tabela 120 - Peso próprio para as seções de pilares em uso

Identificação da seção	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	Peso próprio (kN/m)
P1	30	14	420	1,050
P2	14	30	420	1,050
P3	14	45	630	1,575
P4	45	15	675	1,688
P5	14	40	560	1,400
P6	40	14	560	1,400

Fonte: Autoria própria (2022)

8.3.1.3 Cargas oriundas das lajes

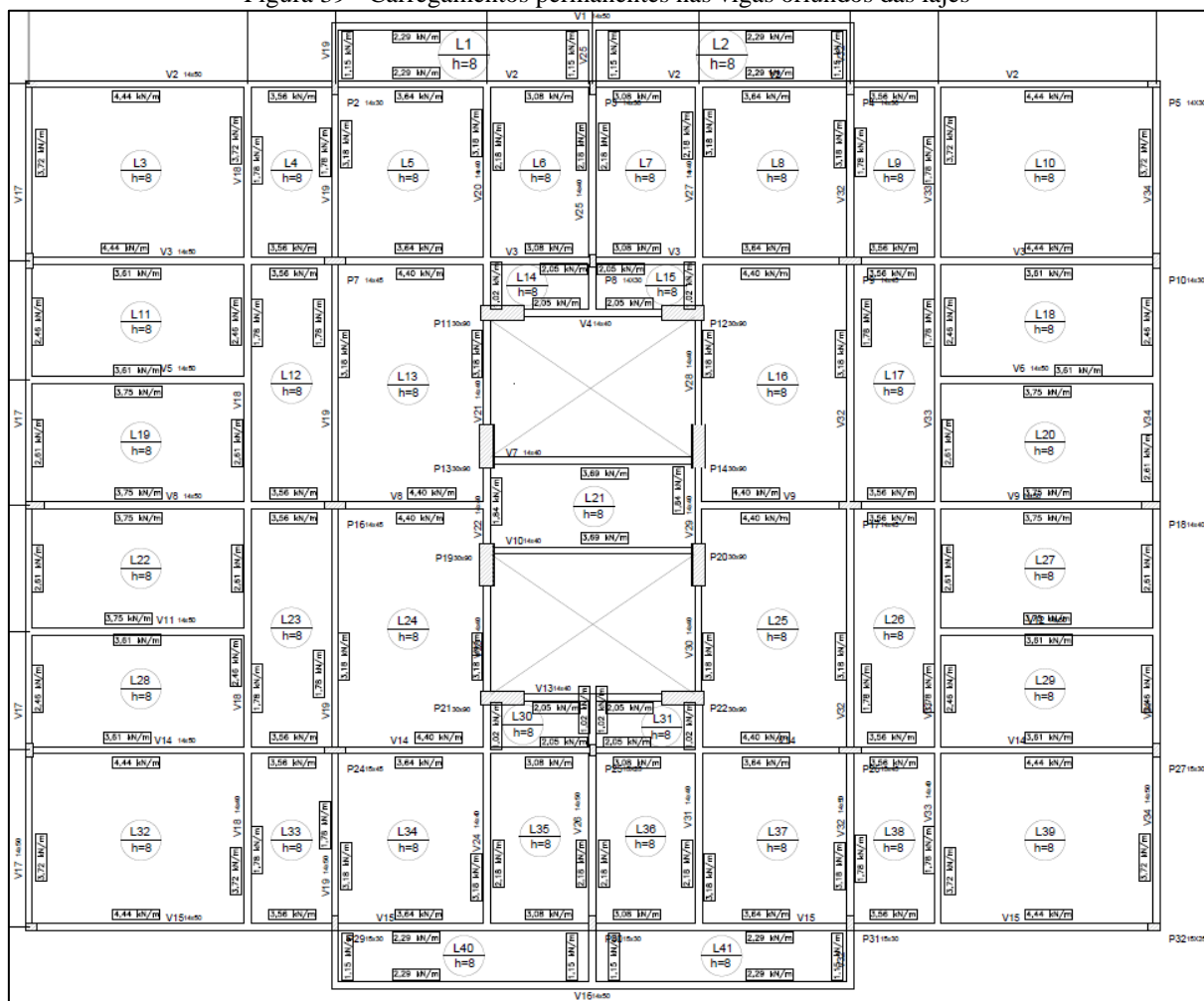
Os carregamentos são aplicados sobre as lajes e essas, por sua vez, transmitem-nos às vigas. Parte das cargas atuantes sobre as lajes é classificada como permanente e parte como acidental, conforme apresentado no item 5.6. Com isso, elaborou-se a Tabela 121 que apresenta os valores obtidos para cada uma das lajes. A Figura 39 e a Figura 40 exemplificam as vigas sob as quais os carregamentos atuam.

Tabela 121 - Cargas oriundas das lajes distribuídas às lajes

Laje	Caso	Lx (m)	λ	kx	ky	Pg (kN/m ²)	Pq (kN/m ²)	Cargas permanentes em x (kN/m)	Cargas acidentais em x (kN/m)	Cargas permanentes em y (kN/m)	Cargas acidentais em y (kN/m)
1	1	1,12	4,77	5,00	2,50	4,10	1,50	2,29	0,84	1,15	0,42
3	1	3,63	1,24	2,99	2,50	4,10	1,50	4,44	1,63	3,72	1,36
4	1	1,74	2,09	5,00	2,50	4,10	1,50	3,56	1,30	1,78	0,65
5	1	3,10	1,17	2,87	2,50	4,10	1,50	3,64	1,33	3,18	1,16
6	1	2,13	1,70	3,53	2,50	4,10	2,00	3,08	1,50	2,18	1,06
11	1	2,40	1,88	3,67	2,50	4,10	1,50	3,61	1,32	2,46	0,90
12	1	1,74	2,90	5,00	2,50	4,10	1,50	3,56	1,30	1,78	0,65
13	1	3,10	1,63	3,46	2,50	4,10	1,50	4,40	1,61	3,18	1,16
14	1	1,00	2,13	5,00	2,50	4,10	1,50	2,05	0,75	1,02	0,37
19	1	2,55	1,77	3,59	2,50	4,10	1,50	3,75	1,37	2,61	0,96
21	1	1,80	2,42	5,00	2,50	4,10	3,00	3,69	2,70	1,84	1,35

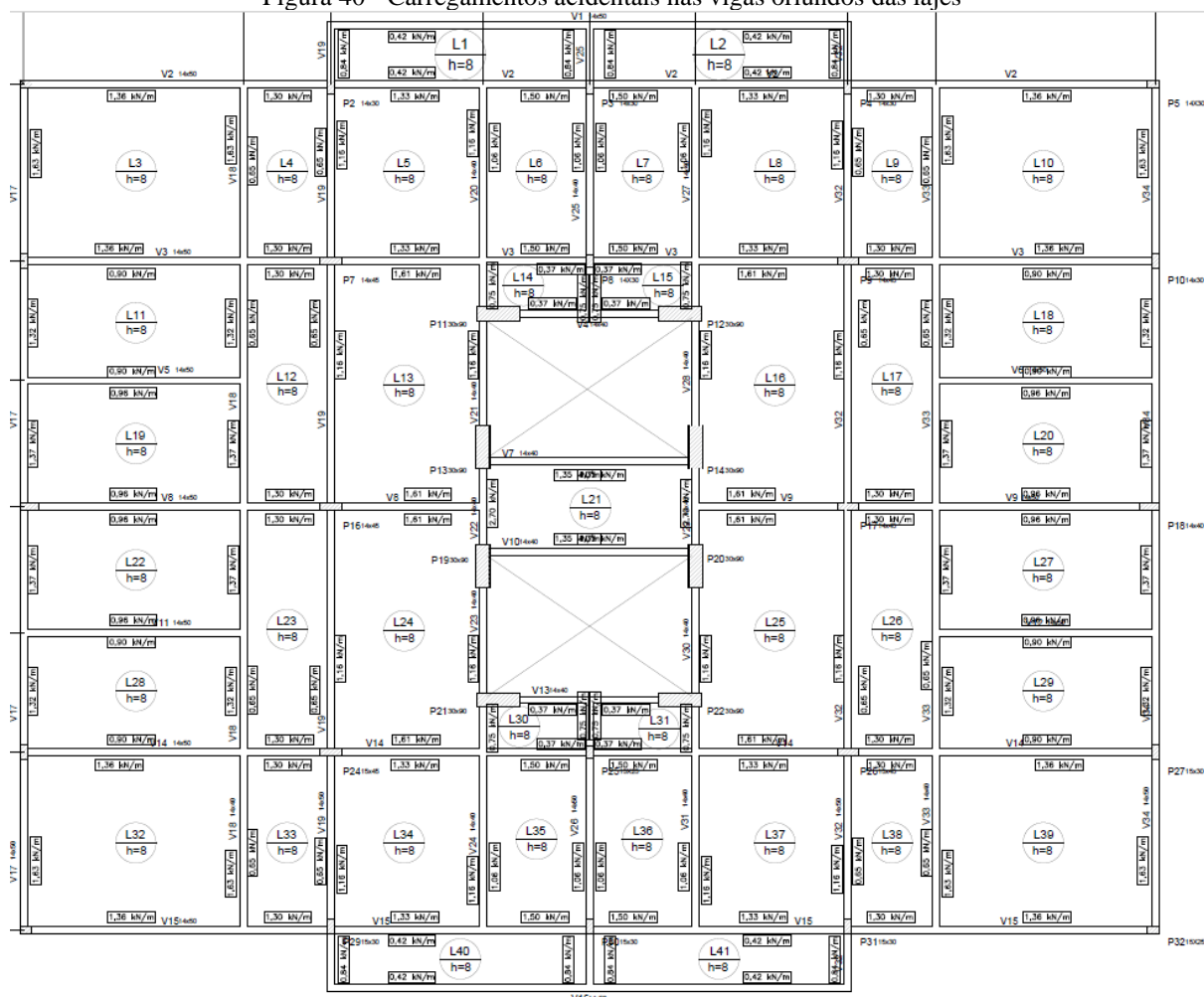
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 39 - Carregamentos permanentes nas vigas oriundas das lajes



Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 40 - Carregamentos acidentais nas vigas oriundos das lajes



Fonte: Autoria própria (2022)

8.3.1.4 Cargas oriundas do apoio de outras vigas

Além dos carregamentos citados anteriormente, há também que considerar os carregamentos oriundo de vigas que se apoiam sobre as vigas que compõe os pórticos.

Para a direção X, tem-se que as vigas V18, V20, V24, V27, V31 e V33 apoiam-se sobre as vigas dos pórticos. Na direção Y, as vigas V5, V6, V11 e V12 apoiam-se sobre vigas dos pórticos. Os valores das cargas pontuais são apresentados na Tabela 122.

Tabela 122 - Cargas pontuais atuantes nas vigas

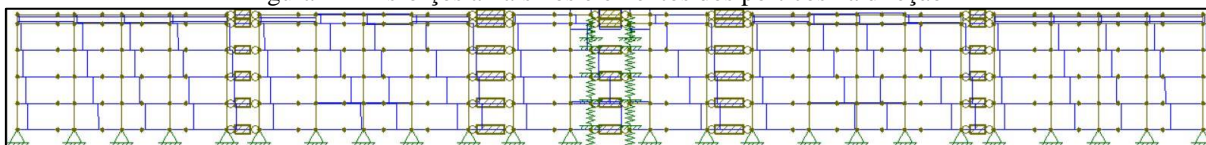
Viga	Viga apoiada	Carregamento permanente pontual aplicado (kN)	Carregamento acidental pontual aplicado (kN)
V2	V18	17,40	2,70
V2	V20	22,50	3,30
V2	V27	22,50	3,30
V2	V33	17,40	2,70
V3	V18	93,80	12,70
V3	V20	59,90	8,70
V3	V27	59,90	8,70
V3	V33	93,80	12,70
V8	V18	121,60	15,50
V9	V33	121,60	15,50
V14	V18	93,80	12,70
V14	V24	59,90	8,70
V14	V31	59,90	8,70
V14	V33	93,80	12,70
V15	V18	17,40	2,70
V15	V24	22,40	3,30
V15	V31	22,40	3,30
V15	V33	17,40	2,70
V17	V5	42,20	4,40
V17	V11	42,20	4,40
V34	V6	42,20	4,40
V34	v12	42,20	4,40

Fonte: Autoria própria (2022)

8.3.1.5 Esforço normal

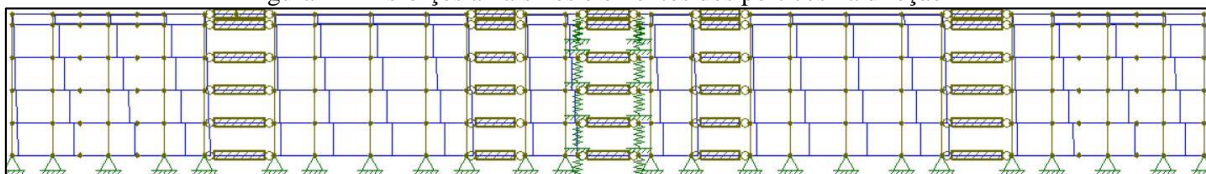
Além das cargas de peso próprio do respectivo elemento, os pilares recebem o carregamento oriundo das cargas verticais aplicadas na estrutura. Essas geram esforços normais negativos de compressão, os quais possuem maior magnitude nos pavimentos inferiores, pois suportam os carregamentos dos pavimentos superiores. Percebe-se, ainda, que os pilares sob os quais vigas carregadas estão apoiadas tendem a ter intensidade maior de esforço normal. A Figura 41 e a Figura 42, as quais trazem a representação do diagrama de esforços normais na subestrutura de contraventamento, permitem a verificação dos pontos apresentados anteriormente.

Figura 41 - Esforços axiais nos elementos dos pórticos na direção X



Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

Figura 42 - Esforços axiais nos elementos dos pórticos na direção Y



Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

8.3.1.6 Esforço cortante

No que diz respeito aos esforços cortantes, pode-se verificar cortantes maiores nas vigas que apoiam outras e nas que recebem maiores esforços oriundos das lajes. Além disso, como o carregamento nas vigas do barrilete é menor devido às cargas atuantes, a magnitude dos esforços cortantes nos elementos é menor também.

Percebe-se que os pórticos na direção do eixo X possuem esforços cortantes elevados. Isto se deve, principalmente, à carga concentrada oriunda das vigas V18, V20, V24, V27, V31 e V33. Essa situação está representada na Figura 44 que apresenta os esforços cortantes nos elementos na direção X.

Figura 43 - Esforços cortantes nos pórticos na direção X

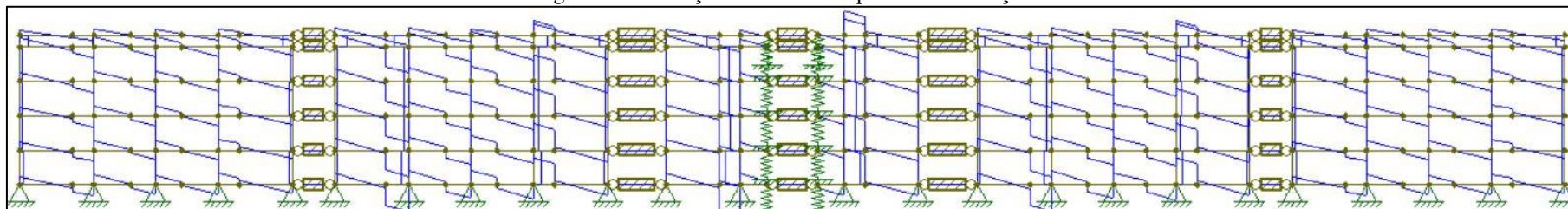
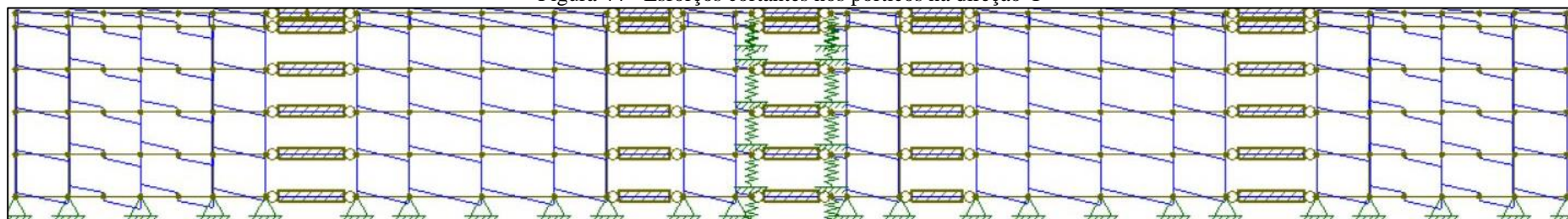
Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

Figura 44 - Esforços cortantes nos pórticos na direção Y

Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

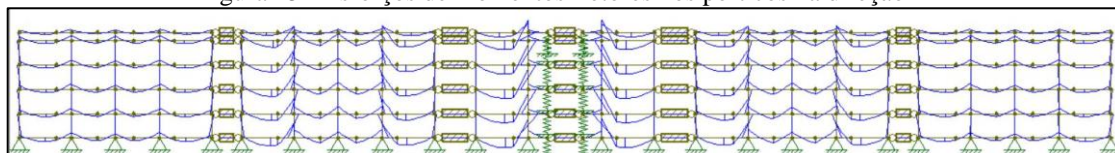
8.3.1.7 Momentos fletores

Assim como acontece com os esforços internos, as vigas mais carregadas apresentam maiores valores de momento fletores. Ao analisar os resultados obtidos, apresentados na Figura 45 e Figura 46, verificou-se pouca variação dos esforços nos diferentes pavimentos, isso devido ao fato de não haver variações de carregamento. Entretanto, nos pórticos da direção X, percebeu-se momentos fletores elevados próximos dos locais onde são aplicadas cargas pontuais devido ao apoio de outras vigas sobre a estrutura, não havendo variações significativas entre pavimentos conforme explicado anteriormente.

Um ponto observado foi o aumento dos momentos fletores positivos nas vigas do barrilete. Esse comportamento é observado pelo fato dos nós neste pavimento não possuírem pilares superiores, apenas pilares inferiores, assim, a ligação torna-se menos rígida e, conseqüentemente, diminui-se a capacidade de absorção dos momentos atuantes.

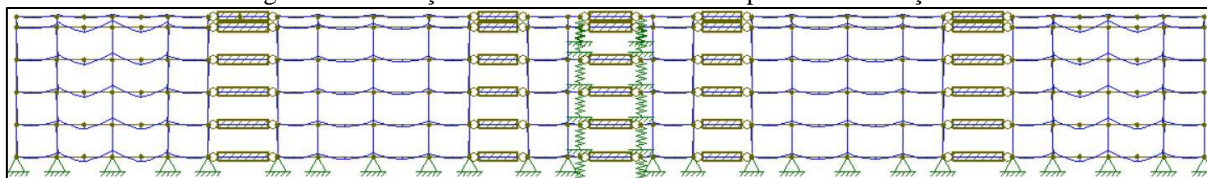
Observa-se, ainda, que, tal como constatado por meio da análise dos esforços cortantes, há aumento de momento fletor atuante nos elementos nos quais são aplicados carregamentos devido ao apoio de outras vigas da estrutura.

Figura 45 - Esforços de momentos fletores nos pórticos na direção X



Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

Figura 46 - Esforços de momentos fletores nos pórticos na direção Y



Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

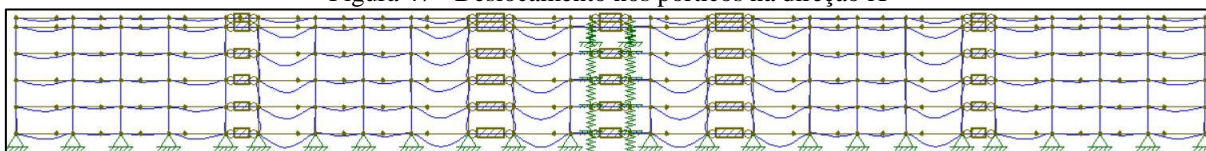
8.3.1.8 Deslocamentos

Ao analisar os deslocamentos verticais, percebe-se uma maior magnitude nos elementos com maior carregamento. A Figura 47 apresenta o diagrama de deslocamentos nos pórticos na direção X e, por meio desse, verifica-se que os pórticos centrais apresentam deslocamentos consideráveis. Outros trechos que apresentam maior deslocamento são o composto pela viga V3 entre os pilares P6 e P7 e entre os pilares P9 e P10 e composto pela viga V14 entre os pilares P23 e P24 e entre os pilares P26 e P27. Isso se deve às cargas pontuais de apoio oriundas das vigas V18 e V33 de maior intensidade.

Os pórticos na direção Y apresentam deslocamentos menores em relação aos de X. Conforme citado anteriormente, as cargas pontuais atuantes nos pórticos de X têm-se intensidade considerável, causando deslocamentos relevantes. Já as cargas em Y apresentam menor intensidade, o que gera, conseqüentemente, deslocamentos inferiores.

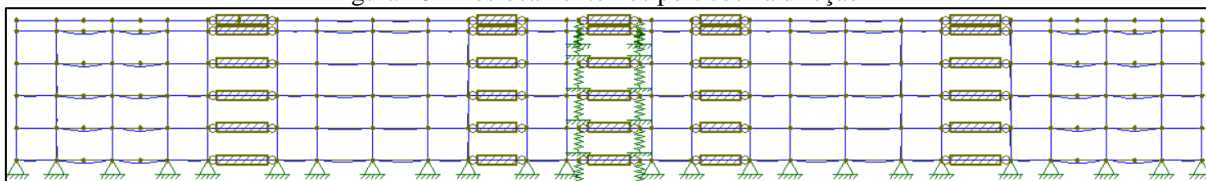
Nota-se, também, que a estrutura não apresenta deslocamentos consideráveis na direção horizontal, tanto na direção X como na direção Y. Tal situação é devida à pequena, praticamente inexistente, assimetria da estrutura em ambos os eixos, tendo, então, deslocamentos quase nulos.

Figura 47 - Deslocamento nos pórticos na direção X



Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

Figura 48 - Deslocamento nos pórticos na direção Y



Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

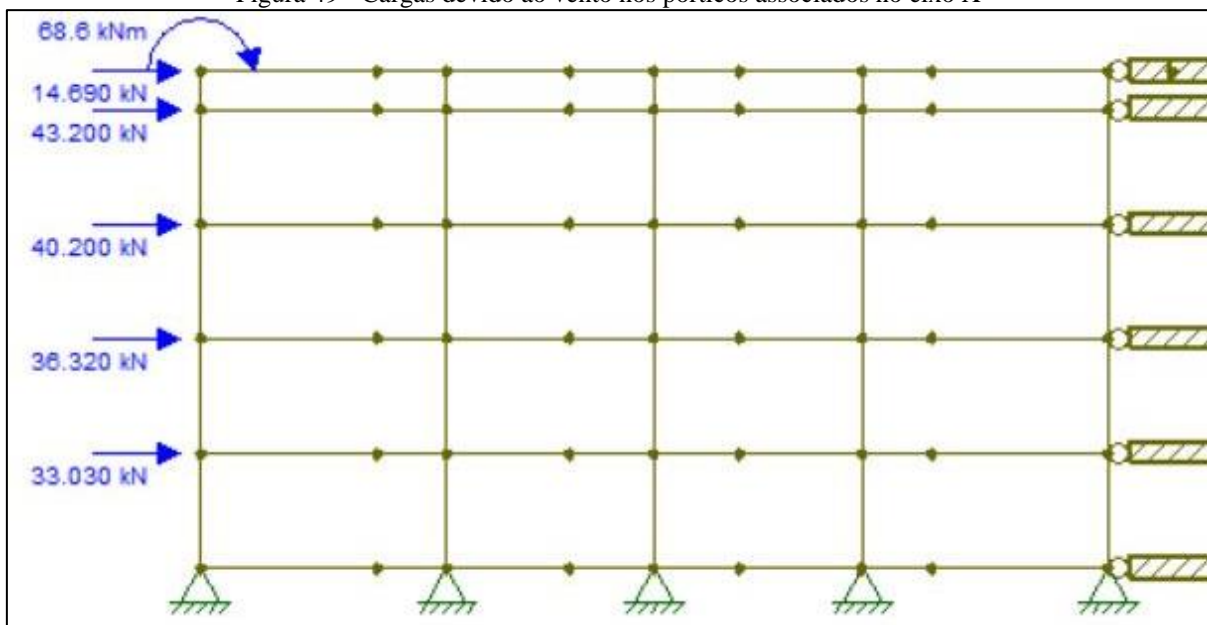
8.3.2 Análise dos carregamentos horizontais

Para esta análise, são considerados apenas os esforços devido à incidência do vento na estrutura. Para isso, utiliza-se as combinações F_{d1} e F_{d2} , nas quais a carga de vento é a principal e desconsidera-se as ações verticais. Sendo a estrutura praticamente simétrica, tanto na direção X quanto na Y, os valores obtidos para o vento incidindo da esquerda para direita é similar aos valores da direita para esquerda de forma espelhada.

8.3.2.1.1 Cargas devido ao vento

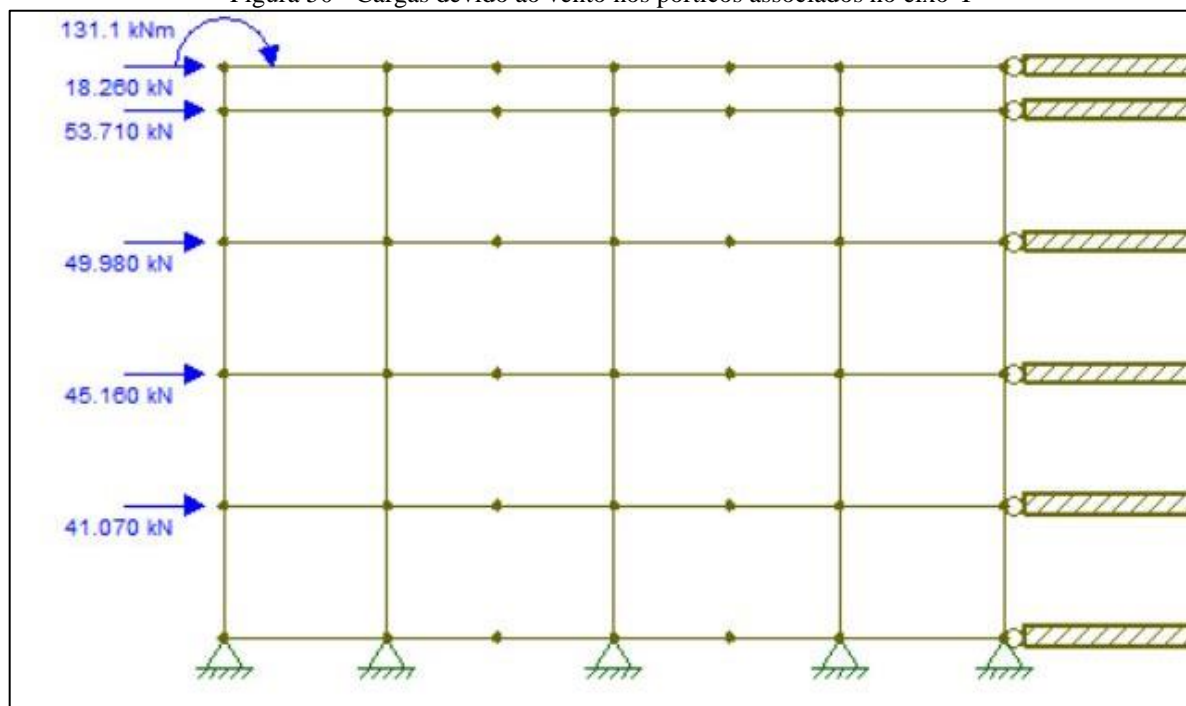
Conforme apresentado no item 6.1.6 as forças resultantes das ações do vento incidentes na estrutura variam de acordo com a cota altimétrica. A ação do vento sobre a estrutura da caixa d'água está representada na forma de momento sobre a subestrutura de contraventamento. Essas ações são representadas aplicadas nas vigas, incidindo de forma horizontal ao elemento. A Figura 49 e a Figura 50 trazem uma representação das cargas aplicadas.

Figura 49 - Cargas devido ao vento nos pórticos associados no eixo X



Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

Figura 50 - Cargas devido ao vento nos pórticos associados no eixo Y



Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

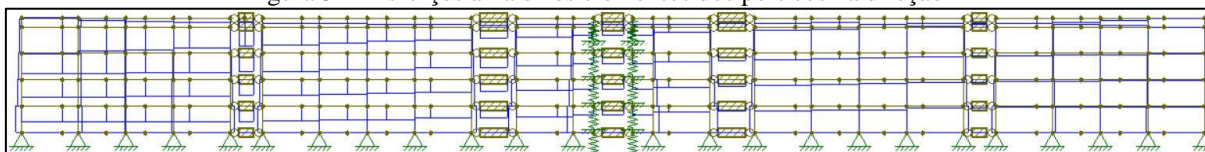
8.3.2.2 Esforço normal

No caso da análise do esforço normal sobre as estruturas devido a cargas horizontais incidentes na estrutura, as ações verificadas nas vigas são consideráveis, ao contrário do observado anteriormente para os carregamentos verticais. Além disso, os esforços normais nas vigas são maiores nos pontos mais próximos do local de aplicação da carga.

Os esforços normais nos pilares mostram-se maiores nos pilares inferiores. Outrossim, as cargas horizontais aplicadas geram momentos de tombamento na estrutura, isso é evidenciado na análise do diagrama de esforços axiais dos pilares, onde é possível observar, para um mesmo pórtico, pilares tracionados e outros comprimidos com esforços normais de intensidade similar. A Figura 51 e a Figura 52 apresentam o diagrama de esforços axiais nos pórticos, considerando a força aplicada conforme apresentado no item 8.3.2.1.1.

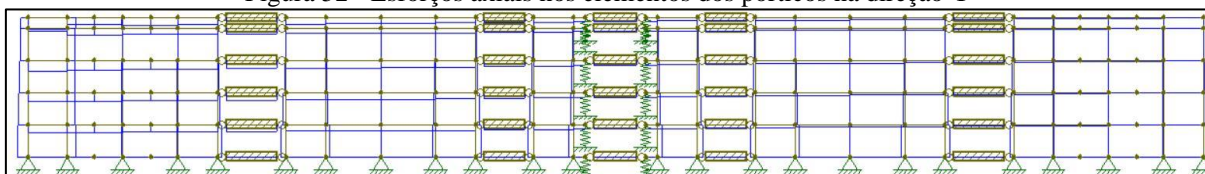
Outro ponto observado é o incremento de esforço axial positivo nas vigas próximas do nó de aplicação do momento fletor oriundo da ação do vento sobre a estrutura da caixa d'água.

Figura 51 - Esforços axiais nos elementos dos pórticos na direção X



Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

Figura 52 - Esforços axiais nos elementos dos pórticos na direção Y

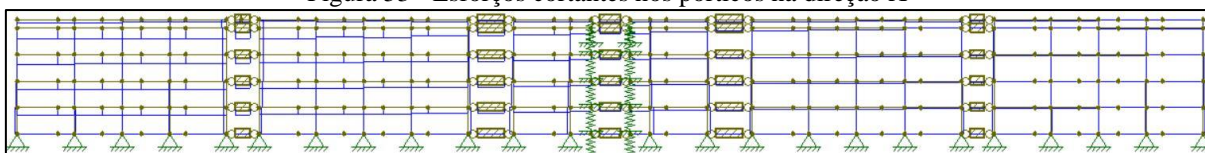


Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

8.3.2.3 Esforço cortante

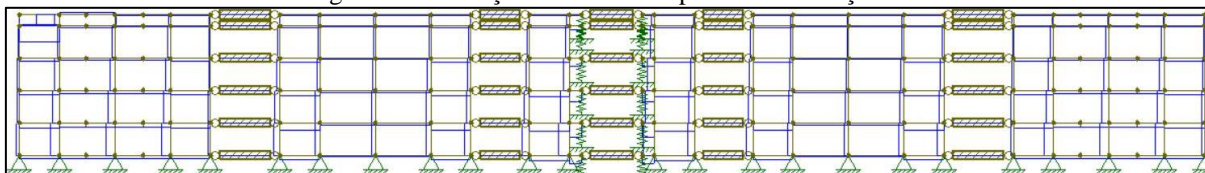
A observação dos diagramas de esforços cortantes obtidos permite a verificação de esforços quase que constantes ao longo do vão das vigas. Todavia, assim como verificado os esforços axiais, o momento aplicado no nó do barrilete faz com que haja uma mudança de comportamento principalmente nas vigas próximas. Infere-se, também, que há um aumento do esforço cortante nos pilares com maior rigidez, os quais tendem a absorver mais esforços. A Figura 53 e Figura 54 trazem a representação dos esforços cortantes nos pórticos.

Figura 53 - Esforços cortantes nos pórticos na direção X



Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

Figura 54 - Esforços cortantes nos pórticos na direção Y



Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool*

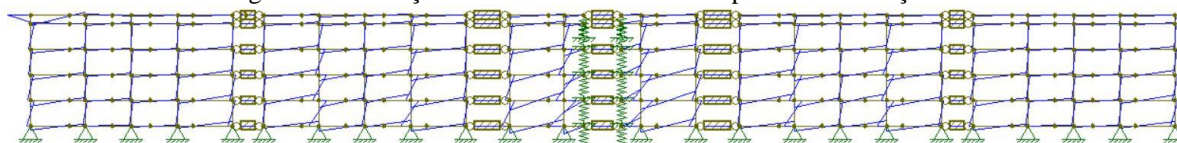
8.3.2.4 Momentos Fletores

Com base na análise dos diagramas de momentos fletores, verifica-se que os elementos que absorvem mais esforços são aqueles que possuem maior rigidez. Além disso, como foram considerados apenas os esforços horizontais, os momentos fletores atuantes na viga são pequenos, sendo estes presentes em razão, principalmente, da interação entre a viga e o apoio. A

Figura 55 e a Figura 56 apresentam os diagramas obtidos para as direções X e Y, respectivamente.

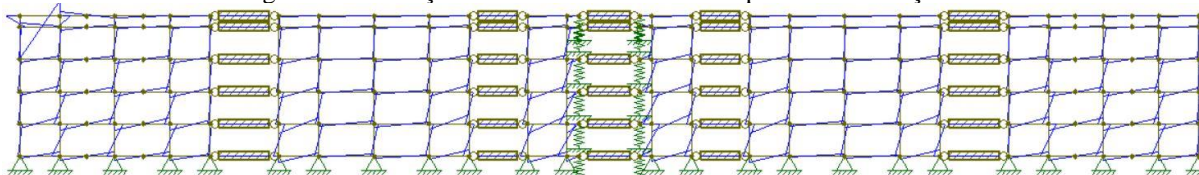
Esses resultados observados evidenciam a importância da rigidez dos pórticos para a atuação na estabilidade global da estrutura. Logo, uma das alterações possíveis, em caso de necessidade, visando a estabilidade da estrutura seria o aumento da rigidez dos elementos que compõem o sistema de contraventamento.

Figura 55 - Esforços de momentos fletores nos pórticos na direção X



Fonte: autoria própria, com auxílio do software *Ftool*

Figura 56 - Esforços de momentos fletores nos pórticos na direção Y



Fonte: autoria própria, com auxílio do software *Ftool*

8.3.2.5 Deslocamentos

Os diagramas de deslocamento apresentam basicamente deslocamentos horizontais. Por conta da consideração de diafragma rígido, percebe-se que os deslocamentos horizontais verificados em um mesmo nível da estrutura são praticamente iguais. Pode-se, ainda, verificar um maior deslocamento nos nós dos pavimentos mais altos.

Ao comparar os deslocamentos dos pórticos associados na direção X e na direção Y, constata-se que a diferença de deslocamentos é pequena.

Figura 57 - Deslocamento nos pórticos na direção X

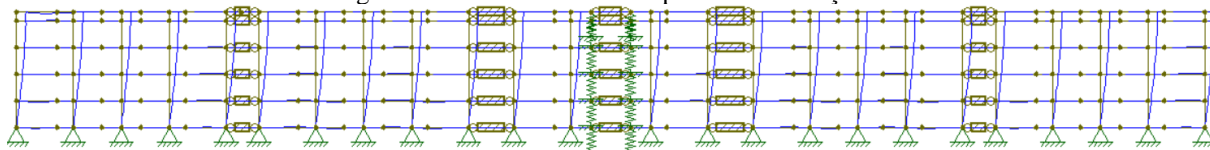
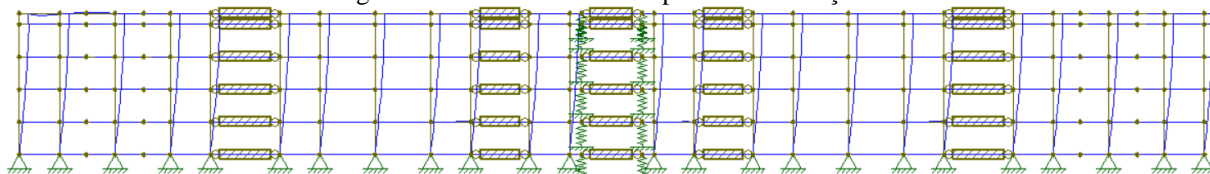
Fonte: Autoria própria, com auxílio do software *Ftool*

Figura 58 - Deslocamento nos pórticos na direção Y

Fonte: Autoria própria, com auxílio do software *Ftool*

8.4 COEFICIENTE γ_z

Para o cálculo do coeficiente γ_z utiliza-se a Equação 72. Para isso, elaborou-se, com base nos dados obtidos no *Ftool*, a Tabela 123, Tabela 124, Tabela 125 e Tabela 126 para a direção X e a Tabela 127, Tabela 128, Tabela 129 e Tabela 130 para a direção Y, das quais serão utilizadas as informações dos momentos de tombamento para cálculo do γ_z .

Tabela 123 - Momentos de tombamento na direção X utilizando a combinação F1d

F1d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNm)
1º Tipo	3	42,8	128,3	4322,8	0,67	29,0
2º Tipo	6	50,9	305,1	4322,8	1,31	56,8
3º Tipo	9	56,3	506,5	4322,8	1,79	77,2
Cobertura	12	60,5	725,7	2012,4	2,05	41,3
Barrilete	13	20,6	267,4	445,8	2,08	9,3

M1,tot,d (kNm): 1933,0 **$\Delta M_{tot,d}$ (kNm):** 213,5

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 124 - Momentos de tombamento na direção X utilizando a combinação F2d

F2d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNm)
1° Tipo	3	-42,8	-128,3	4322,8	-0,67	-29,1
2° Tipo	6	-50,9	-305,1	4322,8	-1,32	-56,9
3° Tipo	9	-56,3	-506,5	4322,8	-1,80	-77,7
Cobertura	12	-60,5	-725,7	1914,0	-2,07	-39,7
Barrilete	13	-20,6	-267,4	279,9	-2,12	-5,9

M1,tot,d (kNm): -1933,0 **$\Delta M_{tot,d}$ (kNm):** -209,3

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 125 - Momentos de tombamento na direção X utilizando a combinação F3d

F3d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNm)
1° Tipo	3	34,2	102,6	4587,1	0,51	23,5
2° Tipo	6	40,7	244,1	4587,1	1,00	46,1
3° Tipo	9	45,0	405,2	4587,1	1,37	62,7
Cobertura	12	48,4	580,6	2079,9	1,58	32,8
Barrilete	13	16,5	213,9	279,9	1,60	4,5

M1,tot,d (kNm): 1546,4 **$\Delta M_{tot,d}$ (kNm):** 169,5

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 126 - Momentos de tombamento na direção X utilizando a combinação F4d

F4d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNm)
1° Tipo	3	-34,2	-102,6	4587,1	-0,54	-24,8
2° Tipo	6	-40,7	-244,1	4587,1	-1,06	-48,6
3° Tipo	9	-45,0	-405,2	4587,1	-1,45	-66,4
Cobertura	12	-48,4	-580,6	2079,9	-1,67	-34,7
Barrilete	13	-16,5	-213,9	279,9	-1,70	-4,8

M1,tot,d (kNm): -1546,4 **$\Delta M_{tot,d}$ (kNm):** -179,3

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 127 - Momentos de tombamento na direção Y utilizando a combinação F1d

F1d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	ΔM ,tot,d (kNm)
1° Tipo	3	53,2	159,5	4322,8	0,82	35,5
2° Tipo	6	63,2	379,4	4322,8	1,56	67,4
3° Tipo	9	70,0	629,8	4322,8	2,10	90,6
Cobertura	12	75,2	902,3	2012,4	2,41	48,5
Barrilete	13	25,6	332,4	445,8	2,43	10,8

M1,tot,d (kNm): 2403,4 **ΔM ,tot,d (kNm):** 252,9

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 128 - Momentos de tombamento na direção Y utilizando a combinação F2d

F2d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	ΔM ,tot,d (kNm)
1° Tipo	3	-42,8	-128,3	4322,8	-0,82	-35,7
2° Tipo	6	-50,9	-305,1	4322,8	-1,56	-67,6
3° Tipo	9	-56,3	-506,5	4322,8	-2,10	-90,8
Cobertura	12	-60,5	-725,7	1914,0	-2,41	-46,2
Barrilete	13	-20,6	-267,4	279,9	-2,43	-6,8

M1,tot,d (kNm): -1933,0 **ΔM ,tot,d (kNm):** -247,0

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 129 - Momentos de tombamento na direção Y utilizando a combinação F3d

F3d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	ΔM ,tot,d (kNm)
1° Tipo	3	34,2	102,6	4587,1	0,66	30,1
2° Tipo	6	40,7	244,1	4587,1	1,25	57,2
3° Tipo	9	45,0	405,2	4587,1	1,68	77,0
Cobertura	12	48,4	580,6	2079,9	1,93	40,1
Barrilete	13	16,5	213,9	279,9	1,94	5,4

M1,tot,d (kNm): 1546,4 **ΔM ,tot,d (kNm):** 209,8

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 130- Momentos de tombamento na direção Y utilizando a combinação F4d

F4d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	ΔM ,tot,d (kNm)
1° Tipo	3	-34,2	-102,6	4587,1	-0,66	-30,2
2° Tipo	6	-40,7	-244,1	4587,1	-1,25	-57,3
3° Tipo	9	-45,0	-405,2	4587,1	-1,68	-77,0
Cobertura	12	-48,4	-580,6	2079,9	-1,93	-40,1
Barrilete	13	-16,5	-213,9	279,9	-1,94	-5,4

M1,tot,d (kNm): -1546,4 **ΔM ,tot,d (kNm):** -210,1

Fonte: Aatoria própria (2022)

Com base nos resultados obtidos, verificou-se os coeficientes γ_z para cada uma das combinações, os resultados são apresentados na Tabela 131 e Tabela 132.

Tabela 131 – Coeficientes γ_z para a direção X

Gama Z - Dir X			
Combinação	Momento de tombamento (kNm)	Varição Momento de tomabmento (kNm)	Gama z
Fd1	1933,0	213,5	1,12
Fd2	-1933,0	-209,3	1,12
Fd3	1546,4	169,5	1,12
Fd4	-1546,4	-179,3	1,13

Fonte: Aatoria própria (2022)

Tabela 132 - Coeficientes γ_z para a direção Y

Gama Z - Dir X			
Combinação	Momento de tombamento (kNm)	Varição Momento de tomabmento (kNm)	Gama z
Fd1	2403,4	252,9	1,12
Fd2	-1933,0	-247,0	1,15
Fd3	1546,4	209,8	1,16
Fd4	-1546,4	-210,1	1,16

Fonte: Aatoria própria (2022)

Conforme se verifica, no modelo proposto inicialmente, a estrutura apresenta nós móveis. Assim, tem-se uma configuração na qual seria necessária a consideração dos efeitos de 2ª ordem o que acarretaria em maior necessidade de armação. Desse modo, visando a economicidade, optou-se por trabalhar com a estrutura de modo que fosse possível desconsiderar os efeitos de 2ª ordem. Percebe-se que as combinações mais desfavoráveis para o coeficiente γ_z são aquelas em que a carga horizontal é a ação secundária.

8.4.1 Adequação das seções dos elementos

Analisa-se os resultados encontrados com o intuito de determinar os melhores pontos de intervenção, de modo a adotar soluções que atendam aos critérios normativos e sejam as mais econômicas possíveis. Para isso, fez-se simulações no *software* Ftool, com auxílio de planilhas, para determinação de seções que atendessem aos critérios citados anteriormente.

Optou-se por alterar as dimensões de alguns dos pilares e a largura das vigas V2 e V15. Dentre os pilares alterados estão:

- P1, P5, P28 e P32: inicialmente foram considerados com 14 cm de largura por 30 cm de comprimento, foram ajustados para 19 cm de largura por 35 cm de comprimento. Apesar do aumento ser mais perceptível na rigidez dos pórticos da direção Y, essa alteração contribuiu, também, para a diminuição do coeficiente γ_z da direção X.

- P2, P4, P29 e P31: inicialmente foram considerados com 14 cm de largura por 30 cm de comprimento, foram ajustados para 14 cm de largura por 40 cm de comprimento. De modo a proporcionar um aumento de rigidez, principalmente, na direção Y.

- P16 e P17: inicialmente foram considerados com 14 cm de largura por 45 cm de comprimento, foram ajustados para 28 cm de largura por 45 cm de comprimento. Optou-se por essa alteração devido à localização desses pilares – alinhados com a parede de divisa entre apartamentos – local onde será adotado parede com duas camadas de tijolos, visando um melhor isolamento acústico.

- P15 e P18: inicialmente foram considerados com 14 cm de largura por 40 cm de comprimento, foram ajustados para 28 cm de largura por 45 cm de comprimento. A opção pela utilização das dimensões mencionadas anteriormente deve-se ao mesmo motivo apresentado

para os pilares P16 e P17. Além disso, visando facilitar a montagem, adotou-se as mesmas dimensões para os pilares alinhados na direção X desse pórtico.

- P3, P8, P25 e P30: inicialmente foram considerados com 14 cm de largura por 30 cm de comprimento, foram ajustados para 28 cm de largura por 30 cm de comprimento. A opção pela utilização das dimensões mencionadas anteriormente deve-se ao mesmo motivo apresentado para os pilares P16 e P17.

Com relação às vigas, apenas as vigas V2 e V15 sofreram alteração. Tal mudança decorreu da necessidade de aumento da rigidez nos pórticos. Como os pilares de canto desse alinhamento sofreram alterações nas suas seções transversais, optou-se pelo incremento na largura dessas vigas, de modo que os elementos ficassem com 16 cm largura, mantendo os 50 cm de altura.

Após alteradas as seções transversais citadas anteriormente, foi necessária a mudança do peso próprio dos elementos, sendo calculados conforme equação a seguir

$$\text{Peso próprio} = \text{Área da seção transversal} \times \text{Peso específico (25kN/m}^2\text{)}$$

Com isso, obteve-se os resultados apresentados na Tabela 123, Tabela 124, Tabela 125 e Tabela 126 para direção X e na Tabela 127, Tabela 128, Tabela 129 e Tabela 130 para direção Y.

Tabela 133 - Momentos de tombamento para combinação F1d na direção X

F1d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	ΔM,tot,d (kNm)
1º Tipo	3	42,8	128,3	4339,4	0,47	20,6
2º Tipo	6	50,9	305,1	4339,4	0,93	40,3
3º Tipo	9	56,3	506,5	4339,4	1,27	54,9
Cobertura	12	60,5	725,7	2031,3	1,46	29,6
Barrilete	13	20,6	267,4	296,5	1,49	4,4

M1,tot,d (kNm): 1933,0 **ΔM,tot,d (kNm):** 149,8

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 134 - Momentos de tombamento para combinação F2d na direção X

F2d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNm)
1° Tipo	3	-42,8	-128,3	4339,4	-0,50	-21,8
2° Tipo	6	-50,9	-305,1	4339,4	-0,99	-42,8
3° Tipo	9	-56,3	-506,5	4339,4	-1,35	-58,7
Cobertura	12	-60,5	-725,7	1865,5	-1,57	-29,2
Barrilete	13	-20,6	-267,4	296,5	-1,60	-4,7

M1,tot,d (kNm): -1933,0 **$\Delta M_{tot,d}$ (kNm):** -157,3

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 135 - Momentos de tombamento para combinação F3d na direção X

F3d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNm)
1° Tipo	3	34,2	102,6	4603,7	0,38	17,3
2° Tipo	6	40,7	244,1	4603,7	0,74	33,8
3° Tipo	9	45,0	405,2	4603,7	1,00	46,1
Cobertura	12	48,4	580,6	2394,1	1,15	27,6
Barrilete	13	16,5	213,9	296,5	1,18	3,5

M1,tot,d (kNm): 1546,4 **$\Delta M_{tot,d}$ (kNm):** 128,3

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 136 - Momentos de tombamento para combinação F4d na direção X

F4d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNm)
1° Tipo	3	-34,2	-102,6	4603,7	-0,41	-18,7
2° Tipo	6	-40,7	-244,1	4603,7	-0,80	-36,7
3° Tipo	9	-45,0	-405,2	4603,7	-1,09	-50,4
Cobertura	12	-48,4	-580,6	2197,2	-1,27	-27,8
Barrilete	13	-16,5	-213,9	296,5	-1,29	-3,8

M1,tot,d (kNm): -1546,4 **$\Delta M_{tot,d}$ (kNm):** -137,4

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 137 - Momentos de tombamento para combinação F1d na direção Y

F1d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	ΔM ,tot,d (kNm)
1° Tipo	3	53,2	159,5	2026,9	0,59	12,0
2° Tipo	6	63,2	379,4	2026,9	1,14	23,1
3° Tipo	9	70,0	629,8	2026,9	1,55	31,3
Cobertura	12	75,2	902,3	1136,7	1,78	20,2
Barrilete	13	25,6	332,4	124,9	1,80	2,2

M1,tot,d (kNm): 2403,4 **ΔM ,tot,d (kNm):** 88,8

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 138 - Momentos de tombamento para combinação F2d na direção Y

F2d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	ΔM ,tot,d (kNm)
1° Tipo	3	-42,8	-128,3	2026,9	-0,59	-12,0
2° Tipo	6	-50,9	-305,1	2026,9	-1,14	-23,1
3° Tipo	9	-56,3	-506,5	2026,9	1,55	31,4
Cobertura	12	-60,5	-725,7	1016,3	-1,78	-18,1
Barrilete	13	-20,6	-267,4	124,9	1,80	2,2

M1,tot,d (kNm): -1933,0 **ΔM ,tot,d (kNm):** -19,6

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 139 - Momentos de tombamento para combinação F3d na direção Y

F3d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	ΔM ,tot,d (kNm)
1° Tipo	3	34,2	102,6	2147,9	0,47	10,1
2° Tipo	6	40,7	244,1	2147,9	0,91	19,6
3° Tipo	9	45,0	405,2	2147,9	1,24	26,5
Cobertura	12	48,4	580,6	1016,7	1,42	14,4
Barrilete	13	16,5	213,9	125,0	1,44	1,8

M1,tot,d (kNm): 1546,4 **ΔM ,tot,d (kNm):** 72,5

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 140 - Momentos de tombamento para combinação F3d na direção Y

F4d						
Pavimento	Cota (m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kNm)	Verticais (kN)	dx (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNm)
1º Tipo	3	-34,2	-102,6	2060,9	-0,47	-9,7
2º Tipo	6	-40,7	-244,1	2060,9	-0,91	-18,8
3º Tipo	9	-45,0	-405,2	2060,9	-1,24	-25,5
Cobertura	12	-48,4	-580,6	958,8	-1,42	-13,6
Barrilete	13	-16,5	-213,9	110,5	1,44	1,6

M1,tot,d (kNm): -1546,4 **$\Delta M_{tot,d}$ (kNm):** -66,1

Fonte: Autoria própria (2022)

Com isso, pode-se calcular os coeficientes γ_z . Os resultados obtidos constam na Tabela 141 e na Tabela 142 e mostram que a a estrutura pode, então, ser considerada de nós fixos.

Tabela 141 - Coeficientes γ_z para a direção X

Gama Z - Dir X			
Combinação	Momento de tombamento (kNm)	Varição Momento de tomabmento (kNm)	Gama z
Fd1	1933,0	149,8	1,084
Fd2	-1933,0	-157,3	1,089
Fd3	1546,4	128,3	1,090
Fd4	-1546,4	-137,4	1,098

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 142 - Coeficientes γ_z para a direção Y

Gama Z - Dir Y			
Combinação	Momento de tombamento (kNm)	Varição Momento de tomabmento (kNm)	Gama z
Fd1	2403,4	88,8	1,0384
Fd2	-1933,0	-19,6	1,0102
Fd3	1546,4	72,5	1,0492
Fd4	-1546,4	-66,1	1,0447

Fonte: Autoria própria (2022)

8.4.2 Estado Limite de Serviço

A NBR 6118:2014 preconiza, para que haja uma garantia do adequado funcionamento estrutural, que o limite de deslocamento decorrentes da ação do vento pela combinação frequente sobre a estrutura não exceda a $H/1700$ e $H_i/850$, onde H é a altura da edificação e H_i o pé direito estrutural.

A edificação possui 18 m de altura e o pé direito estrutural é de 3 m para os pavimentos tipo e 1 m para o barrilete. Assim, obteve-se o deslocamento limite de absoluto de 1,05 cm e limite de variação entre pavimentos de 0,353 cm entre pavimentos tipos e 0,118 para o barrilete.

As tabelas a seguir trazem os valores obtidos para as combinações de ações no estado limite de serviço, onde $Fd, ser1$ é a combinação de ação com o vento atuando da direita para a esquerda e $Fd, ser2$ é a combinação de ação com o vento atuando da esquerda para a direita. A Tabela 143 e a Tabela 144 apresentam os resultados obtidos para as direção X, a Tabela 145 e a Tabela 146 apresentam os resultados obtidos para as direção Y.

Tabela 143 - Deslocamentos horizontais vento para esquerda na direção X

Fd, ser1 dir X					
Pavimento	Cota (m)	dx (cm)	Δdx (cm)	Limite entre pavimentos (cm)	Limite total (cm)
1° Tipo	3	-0,114	--		0,76
2° Tipo	6	-0,226	0,111	0,353	
3° Tipo	9	-0,311	0,086	0,353	
Cobertura	12	-0,361	0,050	0,353	
Barrilete	13	-0,368	0,007	0,118	

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 144 - Deslocamentos horizontais vento para direita na direção X

Fd, ser2 dir X					
Pavimento	Cota (m)	dx (cm)	Δdx (cm)	Limite entre pavimentos (cm)	Limite total (cm)
1° Tipo	3	0,095	--		0,76
2° Tipo	6	0,185	0,090	0,353	
3° Tipo	9	0,250	0,065	0,353	
Cobertura	12	0,286	0,036	0,353	
Barrilete	13	0,293	0,007	0,118	

Fonte: Aatoria própria (2022)

Tabela 145 - Deslocamentos horizontais vento para esquerda na direção Y

Fd, ser1 dir Y					
Pavimento	Cota (m)	dx (cm)	Δdx (cm)	Limite entre pavimentos (cm)	Limite total (cm)
1° Tipo	3	-0,127	--		0,76
2° Tipo	6	-0,245	0,118	0,353	
3° Tipo	9	-0,332	0,087	0,353	
Cobertura	12	-0,382	0,050	0,353	
Barrilete	13	-0,386	0,004	0,118	

Fonte: Aatoria própria (2022)

Tabela 146 - Deslocamentos horizontais vento para direita na direção Y

Fd, ser2 dir Y					
Pavimento	Cota (m)	dx (cm)	Δdx (cm)	Limite entre pavimentos (cm)	Limite total (cm)
1° Tipo	3	0,126	--		0,76
2° Tipo	6	0,244	0,118	0,353	
3° Tipo	9	0,331	0,087	0,353	
Cobertura	12	0,380	0,049	0,353	
Barrilete	13	0,385	0,005	0,118	

Fonte: Aatoria própria (2022)

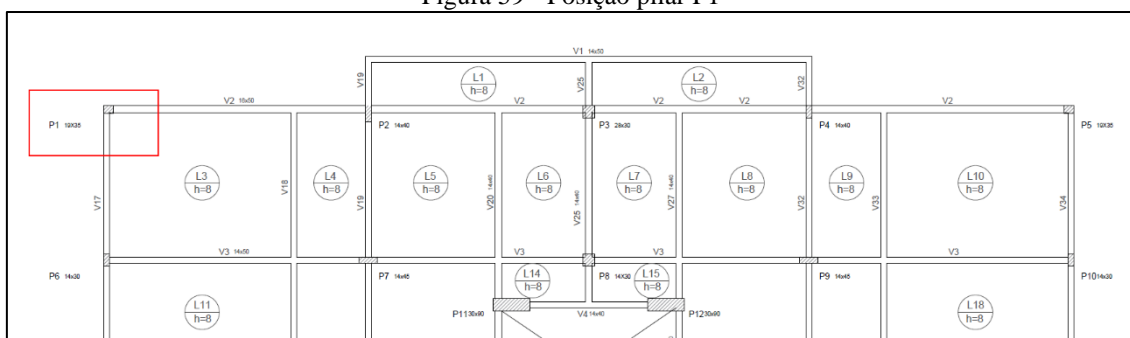
9 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DO PILAR P1

9.1 PILAR P1

Como mencionado no item 8.4.1, a seção inicialmente considerada para o pilar era de 14x30 cm. Devido à necessidade de alteração das dimensões, visando o atendimento dos requisitos para garantir a estabilidade global da estrutura, a seção foi modificada para 19x35 cm.

Ao analisar o posicionamento do elemento na estrutura, percebe-se que se trata de um pilar de canto. Portanto, um pilar que recebe carregamento de duas vigas, V2 e V17 no caso do P1. Observa-se, ainda, que o elemento compõe a subestrutura de contraventamento em ambas as direções. A Figura 59 apresenta o posicionamento do pilar, sendo que as cotas representadas estão relacionadas aos eixos das vigas. Foi considerado pé direito real de 3,00 m para os pavimentos térreo e tipos e 1,0 m para a cobertura.

Figura 59 - Posição pilar P1



Fonte: Autoria própria (2022)

9.2 CARREGAMENTOS

Além do peso próprio do pilar sob análise, as reações de apoio das vigas V2 e V17 também contribuem para os esforços no elemento. Como a V2 compõe os pórticos analisados na estabilidade global, assim como a V17, as cargas sobre esses elementos já foram contabilizadas e apresentadas anteriormente.

Para a análise dos esforços, criou-se pórticos na direção X e Y. Na composição do pórtico na direção X, contabilizou-se os esforços sobre os pilares P1, P2, P3, P4 e P5,

sendo considerados metade do peso próprio nos pilares para a direção X, e os esforços sobre a viga V2, incluindo as cargas pontuais oriundas das vigas V18, V20, V27 e V33. Na direção Y, contabilizou-se os esforços sobre os pilares P1, P6, P15, P23 e P28, considerando o peso próprio sobre estes como sendo igual a metade do valor obtido, e os esforços sobre a viga V17, incluindo as cargas pontuais das vigas V5 e V11.

9.3 ESFORÇOS INTERNOS DE PRIMEIRA ORDEM NO P1

Por meio da análise dos resultados obtidos a partir dos pórticos, obteve-se os esforços cálculo de primeira ordem. Para isso, foi considerada a combinação de esforços F3d, a qual apresentou os resultados mais desfavoráveis para o elemento, apresentada no item 8.1. Os esforços obtidos estão representados na Tabela 147 e Tabela 148.

Tabela 147 - Esforços internos no pilar P1 para esforços no pórtico na direção X

Esforços Internos Direção X						
Pavimento	Cota inicial (m)	Cota final (m)	Axial máximo (kN)	Cortante máximo (kN)	Momento máximo Topo (kN)	Momento máximo Base (kN)
Térreo	0	3	-304,941	-33,303	-43,1	56,9
1º Tipo	3	6	-225,645	-22,128	-34,2	32,2
2º Tipo	6	9	-147,022	-25,592	-39	37,7
3º Tipo	9	12	-68,753	-17,510	-21,5	31,0
Cobertura	12	13	-16,866	-43,671	-16,9	26,8

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 148 - Esforços internos no pilar P1 para esforços no pórtico na direção Y

Esforços Internos Direção Y						
Pavimento	Cota inicial (m)	Cota final (m)	Axial máximo (kN)	Cortante máximo (kN)	Momento máximo Topo (kN)	Momento máximo Base (kN)
Térreo	0	3	-130,596	-2,708	4	-4,1
1º Tipo	3	6	-97,533	-2,599	3,9	-3,9
2º Tipo	6	9	-64,634	-2,643	4	-3,9
3º Tipo	9	12	-32,039	-2,862	2,4	-3,2
Cobertura	12	13	-9,579	-8,000	3,8	-4,2

Fonte: Autoria própria (2022)

Para definição do esforço axial atuante no elemento, foram somados os esforços da direção X e da direção Y. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 149.

Tabela 149 - Resumo esforços de primeira ordem no pilar P1

Pavimento	Esforço axial (kN)	Cortante em X (kN)	Cortante em Y (kN)	Momento topo em X (kNm)	Momento base em X (kNm)	Momento topo em Y (kNm)	Momento base em Y (kNm)
Térreo	-435,54	-33,30	-2,71	-43,10	56,90	4,00	-4,10
1º Tipo	-323,18	-22,13	-2,60	-34,20	32,20	3,90	-3,90
2º Tipo	-211,66	-25,59	-2,64	-39,00	37,70	4,00	-3,90
3º Tipo	-100,79	-17,51	-2,86	-21,50	31,00	2,40	-3,20
Cobertura	-26,45	-43,67	-8,00	-16,90	26,80	3,80	-4,20

Fonte: Aatoria própria (2022)

9.4 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS LOCAIS

As imperfeições geométricas locais de pilares surgem devido à falta de retilineidade ou ao desaprumo ou destes elementos. Com isso, pode-se ocasionar esforços adicionais nos pilares e, eventualmente, nos elementos adjacentes. Desse modo, é necessário fazer a consideração desses efeitos. Para isso, adiciona-se um momento fletor mínimo de 1ª ordem calculado conforme apresentado nas Equações 75 e 76 para as direções X e Y, respectivamente.

$$M_{1d,mín,x} = N_d * (0,015 + 0,03h_x) \quad (75)$$

$$M_{1d,mín,y} = N_d * (0,015 + 0,03h_y) \quad (76)$$

Os resultados obtidos estão apresentados na

Tabela 150.

Tabela 150 - Momentos mínimos na direção X e Y

Pavimento	hx (cm)	hy (cm)	Axial máximo (kN)	M1d,mín, x (kNm)	M1d,mín, y (kNm)
Térreo	35	19	-435,537	-11,106	-9,016
1º Tipo	35	19	-323,178	-8,241	-6,690
2º Tipo	35	19	-211,656	-5,397	-4,381
3º Tipo	35	19	-100,792	-2,570	-2,086
Cobertura	35	19	-26,445	-0,674	-0,547

Fonte: Aatoria própria (2022)

9.5 CLASSIFICAÇÃO DE ACORDO COM A ESBELTEZ DOS PILARES

Com a finalidade de determinar a suscetibilidade dos pilares à flambagem, ou seja, mensurar a possibilidade de o elemento perder a estabilidade em relação à um dos seus eixos quando está submetido a esforços de compressão, faz-se a avaliação da esbeltez. Para tanto, utiliza-se a Equação 78, a qual é obtida por meio da dedução da equação 77 fornecida pela NBR 6118:2014 em seu item 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I/A}} = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}/(b*h)}} = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = \frac{3,464l_e}{h} \quad (77)$$

$$\lambda = \frac{3,464l_e}{h} \quad (78)$$

Onde:

h → altura da seção transversal do pilar na direção analisada

l_e → comprimento efetivo do pilar, calculado por meio da Equação 79

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (79)$$

Onde:

l_0 → distância livre entre as faces dos elementos que se vinculam ao pilar

l → distância entre os eixos dos elementos que se vinculam ao pilar

Figura 60 - Esbeltez dos pilares

Pilar	Pavimento	Direção X					Direção Y				
		h (cm)	l (m)	l ₀ (m)	l _e (m)	λ	h (cm)	l (m)	l ₀ (m)	l _e (m)	λ
P1	Térreo	35	3	2,5	2,85	28,207	19	3	2,5	2,69	49,043
	Tipo	35	3	2,5	2,85	28,207	19	3	2,5	2,69	49,043
	Cobertura	35	1	0,5	0,85	8,413	19	1	0,5	0,69	12,580

Fonte: Autoria própria (2022)

9.5.1 Limites de esbeltez

A fim de avaliar a necessidade ou não da consideração dos efeitos de segunda ordem, faz-se a comparação entre as esbeltezes obtidas para o pilar sob análise e o valor limite estabelecido por norma. Para isso, a NBR 6118:2014, no seu item 15.8.2, estipula que o limite é dado pela Equação 80 a seguir.

$$\lambda_1 = \frac{25+12,5*\frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \rightarrow 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (80)$$

Onde:

h → altura da seção transversal do pilar na direção analisada

α_b → coeficiente relacionado às condições de vinculação do pilar.

Para pilares biapoiados sem cargas transversais atuando, o coeficiente α_b é dado pela Equação 81.

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 * \frac{M_B}{M_A} \rightarrow 0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0 \quad (81)$$

Onde:

M_A → Maior entre os momentos nas extremidades do pilar.

M_B → Menor entre os momentos nas extremidades do pilar.

M_B terá valor positivo se estiver tracionando a mesma face tracionada pelo M_A , caso contrário, terá valor negativo. Além disso, caso os momentos M_A e M_B forem inferiores aos momentos mínimos de 1ª ordem calculados, α_b será igual a 1,0.

A excentricidade e_1 é obtida por meio da Equação 82.

$$e_1 = \frac{M_A}{N_d} \quad (82)$$

Assim, pode-se determinar a necessidade ou não de consideração dos efeitos de 2ª ordem. A Tabela 151 e a Tabela 152 apresentam os valores obtidos para a esbeltez e a esbeltez limite e, com isso, classifica quanto a existência ou não dos efeitos citados anteriormente.

Tabela 151 - Análise do critério da esbeltez limite na direção X

Comparação esbeltez e esbeltez limite - Direção X									
Pavimento	MA (kNm)	MB (kNm)	M1d, mín,x	αb,x	Nd (kN)	e1 (m)	λ1,x	λ	Condição
Térreo	56,9	-43,1	-11,1	0,40	-435,54	0,13	62,62	28,21	Não há efeitos
1º Tipo	34,2	-32,2	-8,2	0,40	-323,18	0,11	62,59	28,21	Não há efeitos
2º Tipo	39	-37,7	-5,4	0,40	-211,66	0,18	62,66	28,21	Não há efeitos
3º Tipo	31	-21,5	-2,6	0,40	-100,79	0,31	62,77	28,21	Não há efeitos
Cobertura	26,8	-16,9	-0,7	0,40	-26,45	1,01	63,40	8,41	Não há efeitos

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 152 - Análise do critério da esbeltez limite na direção Y

Comparação esbeltez e esbeltez limite - Direção Y									
Pavimento	MA (kNm)	MB (kNm)	M1d, mín,y	αb,y	Nd (kN)	e1 (m)	λ1,y	λ	Condição
Térreo	4,1	-4	-9,0	1,00	-435,54	0,01	35,00	49,04	Há efeitos
1º Tipo	3,9	-3,9	-6,7	1,00	-323,18	0,01	35,00	49,04	Há efeitos
2º Tipo	4	-3,9	-4,4	1,00	-211,66	0,02	35,00	49,04	Há efeitos
3º Tipo	3,2	-2,4	-2,1	0,40	-100,79	0,03	62,53	49,04	Não há efeitos
Cobertura	4,2	-3,8	-0,5	0,40	-26,45	0,16	62,64	12,58	Não há efeitos

Fonte: Autoria própria (2022)

Observa-se, então, que para a direção X não é necessário considerar os efeitos locais de segunda ordem, já para a direção Y, é necessário considerar para o pavimento térreo, 1º tipo e 2º tipo.

9.6 DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS LOCAIS DE SEGUNDA ORDEM

Com a deformação dos pilares, verifica-se o surgimento de excentricidade entre o eixo do pilar e o ponto onde os carregamentos verticais são aplicados, com isso, ocorre nessas peças, efeitos de segunda ordem local. Aparece, então, momentos adicionais no pilar, os chamados momentos de segunda ordem, os quais devem ser considerados no cálculo de pilares esbeltos ou de média esbeltez.

É necessário determinar o valor desses momentos. Para isso, calcula-se a excentricidade ou a curvatura da barra. O resultado pode ser obtido por meio da utilização de métodos exatos ou aproximados. Baseando-se nas prescrições normativas, NBR 6118:2014, pode-se adotar o uso do método do pilar-padrão com curvatura aproximada, um método aproximado que considera a deformação da barra de forma senoidal. A Equação 83 é utilizada para obtenção dos valores de momento de segunda ordem correspondentes.

$$M_{2d} = N_D * \frac{l_e^2}{10} * \frac{1}{r} \quad (83)$$

Onde:

N_D → Esforço axial calculado;

l_e → Comprimento equivalente do pilar;

$\frac{1}{r}$ → Curvatura seção crítica do pilar.

Por meio da Equação 84 obtém-se a curvatura crítica.

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h*(v_d+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (84)$$

Onde:

h → altura da seção na direção considerada;

v_d → Esforço nominal reduzido adimensional.

Para obtenção de v_d , utiliza-se a Equação 85.

$$v_d = \frac{N_D}{A_c * f_{cd}} \quad (85)$$

A partir das equações e considerações citadas anteriormente, pode-se calcular os momentos de segunda ordem. Os resultados são apresentados na Tabela 153.

Tabela 153 - Momentos de segunda ordem no P1

Pavimento	Nd (kN)	le (m)	hx (cm)	hy (cm)	fcd (MPa)	vd	1/r,x (1/m)	1/r,y (1/m)	M2d,x (kNm)	M2d,y (kNm)
Térreo	435,54	2,85	35	19	21,429	0,306	0,000	0,000	0,000	0,116
1º Tipo	323,18	2,85	35	19	21,429	0,227	0,000	0,000	0,000	0,095
2º Tipo	211,66	2,85	35	19	21,429	0,149	0,000	0,000	0,000	0,070
3º Tipo	100,79	2,85	35	19	21,429	0,071	0,000	0,000	0,000	0,000
Cobertura	26,45	0,85	35	19	21,429	0,019	0,000	0,001	0,000	0,000

Fonte: Autoria própria (2022)

9.7 SITUAÇÃO DE CÁLCULO

Com os esforços de primeira ordem já determinados e feitas as considerações dos esforços de segunda ordem, é preciso analisar as situações de cálculo e definir a situação crítica. Para isso, deve-se considerar a posição do pilar e o tipo de flexão sob a

qual o elemento está submetido. Além disso, é necessário verificar a seção crítica na qual os momentos são maiores.

Para a verificação da seção crítica, utiliza-se os valores obtidos por meio das equações expostas na Tabela 154. Como observado anteriormente, na direção X os esforços de segunda ordem foram considerados como nulos, e no eixo Y os esforços devem ser considerados.

Tabela 154 - Situações críticas para as seções

Seção	Eixo X	Eixo Y
Topo	$M_{x,topo,total} \geq \begin{cases} M_{1x,topo} \\ M_{1x,mín} \end{cases}$	$M_{y,topo,total} \geq \begin{cases} M_{1y,topo} \\ M_{1y,mín} \end{cases}$
Intermediária	$M_{x,int,total} \geq \begin{cases} \alpha_{b,x}M_{Ax} + M_{2x} \\ M_{1x,mín} + M_{2x} \end{cases}$	$M_{y,int,total} \geq \begin{cases} \alpha_{b,y}M_{Ay} + M_{2y} \\ M_{1y,mín} + M_{2y} \end{cases}$
Base	$M_{x,base,total} \geq \begin{cases} M_{1x,base} \\ M_{1x,mín} \end{cases}$	$M_{y,base,total} \geq \begin{cases} M_{1y,base} \\ M_{1y,mín} \end{cases}$

Fonte: Autoria própria (2022)

Os resultados obtidos para as situações críticas estão apresentados na Tabela 155

e

Tabela 156.

Tabela 155 - Momento crítico na direção X

Direção X								
Pavimento	Momento mínimo 1ª ordem (kNm)	Momento no topo (kNm)	Intermediário					Momento base (kNm)
			αb	MA (kNm)	$\alpha b \times MA$ (kNm)	M2 (kNm)	$M_{x,int,total}$ (kNm)	
Térreo	-11,106	-43,100	0,400	56,900	22,760	0,000	22,760	56,900
1º Tipo	-8,241	-34,200	0,400	34,200	13,680	0,000	13,680	32,200
2º Tipo	-5,397	-39,000	0,400	39,000	15,600	0,000	15,600	37,700
3º Tipo	-2,570	-21,500	0,400	31,000	12,400	0,000	12,400	31,000
Cobertura	-0,674	-16,900	0,400	26,800	10,720	0,000	10,720	26,800

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 156 - Momento crítico na direção Y

Direção Y								
Pavimento	Momento mínimo 1ª ordem (kNm)	Momento no topo (kNm)	Intermediário					Momento base (kNm)
			ab	MA (kNm)	ab x MA (kNm)	M2 (kNm)	Mx,int,total (kNm)	
Térreo	-9,016	4,000	1,000	4,100	4,100	0,116	9,131	-4,100
1º Tipo	-6,690	3,900	1,000	3,900	3,900	0,095	6,785	-3,900
2º Tipo	-4,381	4,000	1,000	4,000	4,000	0,070	4,451	-3,900
3º Tipo	-2,086	2,400	0,400	3,200	1,280	0,000	2,086	-3,200
Cobertura	-0,547	3,800	0,400	4,200	1,680	0,000	1,680	-4,200

Fonte: Autoria própria (2022)

Para análise do pilar P1, por se tratar de um pilar de canto, o qual está submetido à flexão composta oblíqua, é preciso verificar quatro situações distintas. Diferentemente dos pilares de centro ou extremidade nos quais as análises são feitas por eixos, no pilar de canto são feitas por seção. As situações são apresentadas a seguir.

$$1^{\text{a}} \text{ Situação: } N_d; M_x = M_{x,topo,total}; M_y = M_{y,topo,total}$$

$$2^{\text{a}} \text{ Situação: } N_d; M_x > \begin{cases} \alpha_{b,x} M_{Ax} \\ M_{x,mín} \end{cases}; M_y = M_{y,int,total}$$

$$3^{\text{a}} \text{ Situação: } N_d; M_x = M_{x,int,total}; M_y > \begin{cases} \alpha_{b,y} M_{Ay} \\ M_{y,mín} \end{cases}$$

$$4^{\text{a}} \text{ Situação: } N_d; M_x = M_{x,base,total}; M_y = M_{y,base,total}$$

Tabela 157 - Esforços considerados na situação 1

Situação 1			
Pavimento	Nd (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Térreo	-435,54	43,10	9,02
1º Tipo	-323,18	34,20	6,69
2º Tipo	-211,66	39,00	4,38
3º Tipo	-100,79	21,50	2,40
Cobertura	-26,45	16,90	3,80

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 158 - Esforços considerados na situação 2

Situação 2			
Pavimento	Nd (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Térreo	-435,54	22,76	9,13
1º Tipo	-323,18	13,68	6,78
2º Tipo	-211,66	15,60	4,45
3º Tipo	-100,79	12,40	2,09
Cobertura	-26,45	10,72	1,68

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 159 - Esforços considerados na situação 3

Situação 3			
Pavimento	Nd (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Térreo	-435,54	22,76	9,02
1º Tipo	-323,18	13,68	6,69
2º Tipo	-211,66	15,60	4,38
3º Tipo	-100,79	12,40	2,09
Cobertura	-26,45	10,72	1,68

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 160 - Esforços considerados na situação 4

Situação 4			
Pavimento	Nd (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Térreo	-435,54	56,90	9,02
1º Tipo	-323,18	32,20	6,69
2º Tipo	-211,66	37,70	4,38
3º Tipo	-100,79	31,00	3,20
Cobertura	-26,45	26,80	4,20

Fonte: Autoria própria (2022)

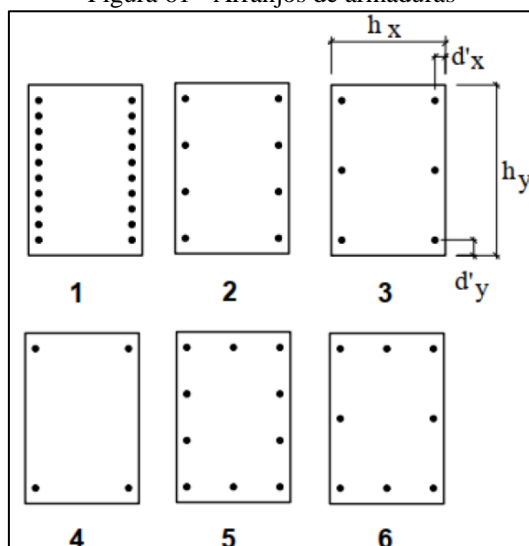
Percebe-se que a situação 3 apresenta esforços inferiores em relação às demais situações. Desse modo, essa será desconsiderada para cálculo, tomando apenas as mais desfavoráveis (1, 2 e 4).

9.8 CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL

9.8.1 Determinação dos ábacos e arranjos

Para a determinação das armaduras, utiliza-se os ábacos de flexão oblíqua desenvolvidos por Pinheiro, Baraldi e Porem (2009). Para utilização do ábaco é necessário determinar os parâmetros de entrada: v , μ_x , μ_y , d'/h_x e d'/h_y . São compostos por seis arranjos de armaduras, conforme apresentado na Figura 61, e 46 ábacos. A Tabela 161 indica o ábaco a ser utilizado em diferentes combinações.

Figura 61 - Arranjos de armaduras



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009).

Tabela 161 - Relação ábacos correspondentes

Arranjo	$\frac{d'_y}{h_y}$	$\frac{d'_x}{h_x}$	Ábaco	Arranjo	$\frac{d'_y}{h_y}$	$\frac{d'_x}{h_x}$	Ábaco
1	0,05	0,25	1	5	0,05	0,15	24
2	0,05	0,25	2	1	0,10	0,15	25
3	0,05	0,25	3	2	0,10	0,15	26
1	0,10	0,25	4	3	0,10	0,15	27
2	0,10	0,25	5	4	0,10	0,15	28
3	0,10	0,25	6	6	0,10	0,15	29
4	0,10	0,25	7	5	0,10	0,15	30
2	0,15	0,25	8	2	0,15	0,15	31
3	0,15	0,25	9	3	0,15	0,15	32
4	0,15	0,25	10	4	0,15	0,15	33
1	0,05	0,20	11	6	0,15	0,15	34
2	0,05	0,20	12	5	0,15	0,15	35
3	0,05	0,20	13	2	0,05	0,10	36
1	0,10	0,20	14	6	0,05	0,10	37
2	0,10	0,20	15	5	0,05	0,10	38
3	0,10	0,20	16	1	0,10	0,10	39
4	0,10	0,20	17	2	0,10	0,10	40
2	0,15	0,20	18	3	0,10	0,10	41
3	0,15	0,20	19	4	0,10	0,10	42
4	0,15	0,20	20	6	0,10	0,10	43
1	0,05	0,15	21	5	0,10	0,10	44
2	0,05	0,15	22	6	0,05	0,05	45
3	0,05	0,15	23	5	0,05	0,05	46

Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009).

9.8.1.1 Dados de entrada para uso da tabela

A determinação do arranjo a ser utilizado, dentre os arranjos apresentados na Figura 61, é feita por meio da análise dos dados de entrada. Primeiramente, verifica-se a distância entre a barra de canto do pilar até a sua face (d'), parâmetro necessário para definição da disposição das armaduras longitudinais. A Equação 86 permite a determinação desse valor.

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_t}{2} \quad (86)$$

Onde:

$\phi_t \rightarrow$ Bitola dos estribos

$$\phi_t \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} \text{ ou } \phi_{feixe} \end{array} \right\} \quad (87)$$

Onde:

$\phi_l \rightarrow$ Bitola armadura longitudinal

$$10 \text{ mm} \leq \phi_l \leq \frac{\text{menor dimensão}}{8} \quad (88)$$

Por meio da utilização da Equação 88, verificou-se o limite máximo de 23,75 mm e o limite mínimo de 10 mm. Assim, para as barras longitudinais do pilar, foi adotado bitola de 20 mm para o pavimento térreo e 12,5 mm para os demais. Para os estribos, a bitola adotada foi de 6,3 mm. A seção das barras foi mantida a mesma em todos os pavimentos.

Assim, para o pilar P1 obteve-se o valor de d' apresentado a seguir.

$$d'_{T\acute{e}rreo} = 3,5 + 0,63 + \frac{2,0}{2} = 5,13 \text{ cm}$$

$$d' = 3,5 + 0,63 + \frac{1,25}{2} = 4,73 \text{ cm}$$

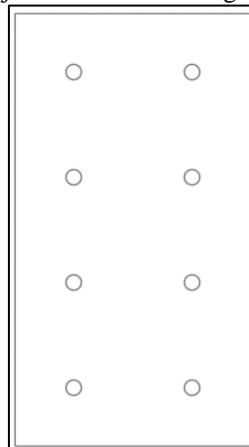
Com o d' obtido, pode-se calcular os valores de d'/h_x e d'/h_y . Como há variação da bitola do pilar ao longo dos pavimentos, o resultado observado para o pavimento térreo é maior que os demais. Os valores obtidos são apresentados a seguir na Tabela 162.

Tabela 162 - Arranjos e ábacos para as seções do P1 por pavimento

Pavimento	Cobrimento (cm)	Bitola estribo (mm)	Bitola longitudinal (mm)	d' (cm)	hx (cm)	hy (cm)	d'/hx	d'/hy	Arranjo	Ábaco
Térreo	3,5	6,3	20,0	5,13	19	35	0,27	0,15	2	8 e 18
1º Tipo	3,5	6,3	12,5	4,755	19	35	0,25	0,15	2	8
2º Tipo	3,5	6,3	12,5	4,755	19	35	0,25	0,15	2	8
3º Tipo	3,5	6,3	12,5	4,755	19	35	0,25	0,15	2	8
Cobertura	3,5	6,3	12,5	4,755	19	35	0,25	0,15	2	8

Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 62 - Arranjo das armaduras longitudinais do pilar P1



Fonte: Autoria própria (2022)

9.8.2 Determinação dos dados de entrada para uso dos ábacos

Com os ábacos e arranjos estabelecidos, deve-se determinar os demais dados de entrada para utilização dos ábacos, de modo a obter a taxa de aço (ω). Os parâmetros necessários para uso são o v_d , o μ_x e o μ_y .

O v_d foi determinado anteriormente no item 9.6. Os valores de μ_x e μ_y podem ser determinados mediante aplicação das Equações 89 e 90, respectivamente.

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c * f_{cd} * h_x} \quad (89)$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c * f_{cd} * h_y} \quad (90)$$

A Tabela 163, Tabela 164 e Tabela 165 apresentam os valores obtidos para a situação crítica 1, 2 e 4, respectivamente.

Tabela 163 - Dados de entrada para os ábacos para situação 1

Dados de entrada - Situação 1							
Pavimento	hx (cm)	hy (cm)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	fcd (MPa)	μ_x	μ_y
Térreo	19	35	43,100	9,016	21,429	0,159	0,018
1º Tipo	19	35	34,200	6,690	21,429	0,126	0,013
2º Tipo	19	35	39,000	4,381	21,429	0,144	0,009
3º Tipo	19	35	21,500	2,400	21,429	0,079	0,005
Cobertura	19	35	16,900	3,800	21,429	0,062	0,008

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 164 - Dados de entrada para os ábacos para situação 2

Dados de entrada - Situação 2							
Pavimento	hx (cm)	hy (cm)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	fcd (MPa)	μ_x	μ_y
Térreo	19	35	22,760	9,131	21,429	0,084	0,018
1º Tipo	19	35	13,680	6,785	21,429	0,051	0,014
2º Tipo	19	35	15,600	4,451	21,429	0,058	0,009
3º Tipo	19	35	12,400	2,086	21,429	0,046	0,004
Cobertura	19	35	10,720	1,680	21,429	0,040	0,003

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 165 - Dados de entrada para os ábacos para situação 4

Dados de entrada - Situação 4							
Pavimento	hx (cm)	hy (cm)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	fcd (MPa)	μ_x	μ_y
Térreo	19	35	56,900	9,016	21,429	0,210	0,018
1º Tipo	19	35	32,200	6,690	21,429	0,119	0,013
2º Tipo	19	35	37,700	4,381	21,429	0,139	0,009
3º Tipo	19	35	31,000	3,200	21,429	0,114	0,006
Cobertura	19	35	26,800	4,200	21,429	0,099	0,008

Fonte: Autoria própria (2022)

A Tabela 166 apresenta o resumo dos dados obtidos para cada um dos pavimentos.

Tabela 166 - Resumo dos dados de entrada para utilização dos ábacos

Pavimento	Situação 1			Situação 2			Situação 4		
	μ_x	μ_y	vd	μ_x	μ_y	vd	μ_x	μ_y	vd
Térreo	0,159	0,018	0,306	0,084	0,018	0,306	0,210	0,018	0,306
1º Tipo	0,126	0,013	0,227	0,051	0,014	0,227	0,119	0,013	0,227
2º Tipo	0,144	0,009	0,149	0,058	0,009	0,149	0,139	0,009	0,149
3º Tipo	0,079	0,005	0,071	0,046	0,004	0,071	0,114	0,006	0,071
Cobertura	0,062	0,008	0,019	0,040	0,003	0,019	0,099	0,008	0,019

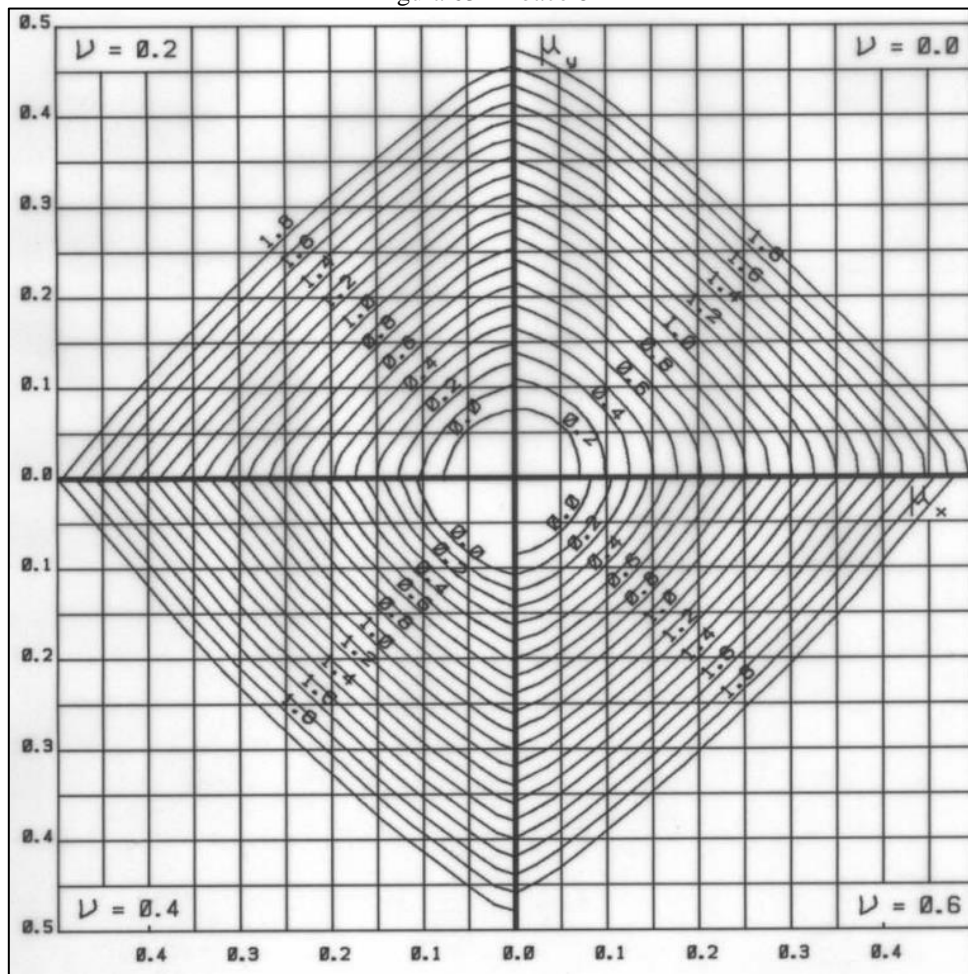
Fonte: Autoria própria (2022)

9.8.3 Resultado dos ábacos

Para o pilar sob análise, verificou-se que o dimensionamento pode ser feito com o auxílio dos ábacos 8 e 18, apresentado na Figura 63 e na Figura 64 a seguir. Como o valor de d'/h_x para o pavimento térreo é maior do que 0,25, faz-se a interpolação utilizando os ábacos correspondentes a d'/h_x igual a 0,20 e 0,25.

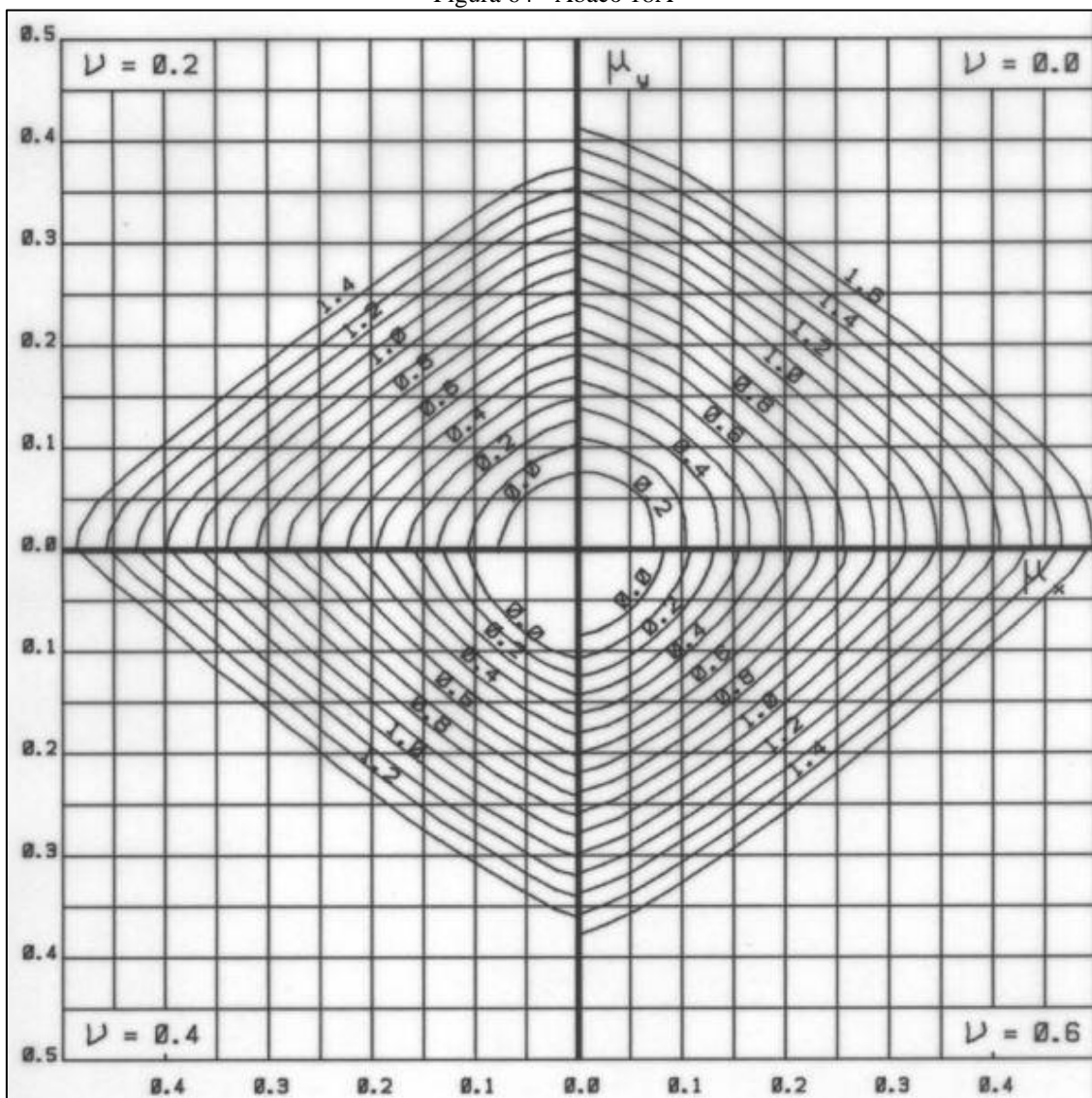
Os resultados de v_d não são exatos e os valores dos quadrantes variam em 0,2, assim, é necessário realizar a interpolação para obtenção dos valores de taxa de aço.

Figura 63 - Ábaco 8A



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009)

Figura 64 - Ábaco 18A



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009)

Os resultados obtidos para a taxa de aço (ω) são apresentados na Tabela 167, Tabela 168 e Tabela 169.

Tabela 167 - Taxa de aço por pavimento para situação 1

Situação 1					
Pavimento	v	0,4	0,2	0,0	w
		w	w	w	
Térreo	0,306	0,332	0,223	-	0,281
1º Tipo	0,227	0,369	0,300	-	0,309
2º Tipo	0,149	-	0,283	0,478	0,333
3º Tipo	0,071	-	0,001	0,233	0,151
Cobertura	0,019	-	0,000	0,000	0,000

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 168 - Taxa de aço por pavimento para situação 2

Situação 2					
Pavimento	v	0,4	0,2	0,0	w
		w	w	w	
Térreo	0,306	0,000	0,054	-	0,025
1º Tipo	0,227	0,000	0,000	-	0,000
2º Tipo	0,149	-	0,000	0,000	0,000
3º Tipo	0,071	-	0,000	0,000	0,000
Cobertura	0,019	-	0,000	0,000	0,000

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 169 - Taxa de aço por pavimento para situação 4 pelo ábaco 8

Situação 4 - Ábaco 8 - d'/hx = 0,25					
Pavimento	v	0,4	0,2	0,0	w
		w	w	w	
Térreo	0,306	0,600	0,514	-	0,559
1º Tipo	0,227	0,115	0,100	-	0,102
2º Tipo	0,149	-	0,143	0,363	0,200
3º Tipo	0,071	-	0,160	0,264	0,227
Cobertura	0,019	-	1,750	0,160	0,308

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 170 - Taxa de aço por pavimento para situação 4 pelo ábaco 18

Situação 4 - Ábaco 18 - d'/hx = 0,20					
Pavimento	v	0,4	0,2	0,0	w
		w	w	w	
Térreo	0,306	0,429	0,467	-	0,447

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 171 - Taxa de aço para pavimento térreo

Situação 4 - Interpolação				
Pavimento	d'/hx	d'/hx	d'/hx	w
		w 0,2	w 0,25	
Térreo	0,270	0,447	0,559	0,604

Fonte: Autoria própria (2022)

Com base na análise dos resultados obtidos, optou-se por adotar uma taxa de armadura 60,4% para o pavimento térreo e 33,3% para os demais pavimentos. De posse das taxas de armadura, faz-se a determinação da área de aço necessária por meio da utilização da Equação 91.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (91)$$

Onde:

$$f_{yd} \rightarrow 434782,61 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} \rightarrow 21,43 \text{ MPa}$$

$$A_c \rightarrow 0,0665 \text{ m}^2$$

Obteve-se, então, os valores de área de aço apresentados na Tabela 172.

Tabela 172 - Área de aço necessária por pavimento

Pavimento	b (cm)	h (cm)	Área de concreto (cm ²)	fcd (MPa)	fyd (MPa)	w	Área de aço (cm ²)
Térreo	19	35	665	21,429	434,783	0,604	19,801
1º Tipo	19	35	665	21,429	434,783	0,333	10,923
2º Tipo	19	35	665	21,429	434,783	0,333	10,923
3º Tipo	19	35	665	21,429	434,783	0,333	10,923
Cobertura	19	35	665	21,429	434,783	0,333	10,923

Fonte: Autoria própria (2022)

9.9 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

9.9.1 Armadura Longitudinal

9.9.1.1 Armadura máxima e mínima

Os valores máximos e mínimos podem ser obtidos com base nas prescrições normativas da NBR 6118:2014. Em seu item 17.3.5.3, trata dos valores limites para armaduras longitudinais de pilares. A norma fornece apresenta a Equação 92 e 93 para determinação da armadura longitudinal mínima e máxima, respectivamente.

$$A_{s,mín} = \frac{0,15xN_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c \quad (92)$$

$$A_{s,máx} = 0,08 * A_c \quad (93)$$

A Tabela 173 apresenta os valores das áreas de aço efetiva, considerando os limites normativos apresentados anteriormente.

Tabela 173 - Área de aço efetiva seções pilar P1

Pavimento	Área de concreto (cm ²)	Nd (kN)	f _{yd} (MPa)	Área de aço mínima (cm ²)	Área de aço máxima (cm ²)	Área de aço calculada (cm ²)	Número de barras	Área de aço efetiva (cm ²)
Térreo	665	435,54	434,78	1,50	53,20	19,80	8ø20,0	25,13
1º Tipo	665	323,18	434,78	1,11	53,20	10,92	8ø12,5	9,82
2º Tipo	665	211,66	434,78	0,73	53,20	10,92	8ø12,5	9,82
3º Tipo	665	100,79	434,78	0,35	53,20	10,92	8ø12,5	9,82
Cobertura	665	26,45	434,78	0,09	53,20	10,92	8ø12,5	9,82

Fonte: Autoria própria (2022)

9.9.1.2 Espaçamento das armaduras

As armaduras longitudinais serão dispostas na seção conforme arranjo apresentado na Figura 62. Deve-se observar os espaçamentos mínimos e máximos entre as barras. A NBR 6118:2014, em seu item 18.4.2.2, determina que o espaçamento máximo entre os eixos da barra deve atender aos seguintes critérios:

$$e_l \leq \left\{ \begin{array}{l} 400 \text{ mm} \\ 2b \end{array} \right\} \quad (94)$$

Onde:

b → menor dimensão da seção no trecho considerado

Para o pilar P1 a seção é constante (19x30 cm), assim, pode-se admitir que e_l deve ter o seguinte valor:

$$e_l \leq \left\{ \begin{array}{l} 400 \text{ mm} \\ 2 * 190 \end{array} \right\} \therefore e_l \leq 380 \text{ mm}$$

A norma determina, também, que se respeite um espaçamento mínimo entre as faces das barras das armaduras longitudinais. A distância mínima é obtida por meio da análise dos seguintes critérios:

$$S_l \geq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \\ \varnothing_{barra} \\ 1,2 * d_{m\acute{a}x} \end{array} \right\} \quad (95)$$

Para determinação do espaçamento entre os eixos das barras, utiliza-se a Equação 96. Já na análise do espaçamento entre faces, faz-se o uso da Equação 97.

$$e_{eixos} = \frac{h - 2 * c - 2 * \phi_t - 2 * \frac{\phi_l}{2}}{n^{\circ} \text{ barras} - 1} \quad (96)$$

$$e_{faces} = \frac{h - 2 * c - 2 * \phi_t - n * \phi_l}{n^{\circ} \text{ barras} - 1} \quad (97)$$

Onde:

h → dimensão da seção transversal na direção analisada

Os resultados obtidos para distância entre eixos e entre faces são apresentados na Tabela 174, os quais são comparados com os limites máximos e mínimos permitidos por norma.

Tabela 174 - Espaços da armadura longitudinal

Pavimento	Espaçamento máximo entre eixos (cm)	Espaçamento mínimo entre faces (cm)	Espaçamento entre eixos adotado direção X (cm)	Espaçamento entre faces adotado direção X (cm)	Espaçamento entre eixos adotado direção Y (cm)	Espaçamento entre faces adotado direção Y (cm)
Térreo	38	6,16	8,74	6,74	8,25	6,25
1º Tipo	38	5,71	9,49	8,24	8,50	7,25
2º Tipo	38	5,71	9,49	8,24	8,50	7,25
3º Tipo	38	5,71	9,49	8,24	8,50	7,25
Cobertura	38	5,71	9,49	8,24	8,50	7,25

Fonte: Autoria própria (2022)

Por meio da análise dos valores apresentados, percebe-se que os espaçamentos estão em conformidade com os valores permitidos por norma.

9.9.1.3 Emenda por traspasse

Para garantir a transmissão dos esforços entre as barras comprimidas presentes no pilar, a NBR 6118:2014 em seu item 9.5.2.3 preconiza que se deva adotar a expressão apresentada na Equação 98 para o cálculo do comprimento de traspasse:

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,min} \quad (98)$$

Onde:

l_{0c} → maior valor entre $0,6 l_b$, 15ϕ e 200 mm

$$l_{b,nec} = \alpha_1 * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (99)$$

Onde:

$\alpha_1 \rightarrow 1,0$ para barras sem gancho

$$l_b = \frac{\phi_l * f_{yd}}{4 * f_{bd}} \quad (100)$$

Onde:

$$f_{bd} = n_1 * n_2 * n_3 * f_{ctd,inf} \quad (101)$$

$$f_{ctd,inf} \rightarrow f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$f_{ctk,inf} \rightarrow 0,7 * f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} \rightarrow 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctd,inf} \rightarrow 1,448 \text{ MPa}$$

$n_1 \rightarrow 2,25$ para barras de alta aderência – CA50

$n_2 \rightarrow 1,0$ para áreas de boa aderência

$n_3 \rightarrow 1,0$ para barras de bitola inferior a 32 mm

A Tabela 175 apresenta os resultados obtidos para f_{bd} e a Tabela 176 apresenta o comprimento de traspasse necessário para cada um dos pavimentos.

Tabela 175 - Valores de cálculo do f_{bd}

Pavimento	Bitola longitudinal (mm)	Fyd (MPa)	Fck (MPa)	Fctd,inf (MPa)	N1	N2	N3	Fbd (MPa)
Térreo	20,0	434,78	30,00	1,45	2,25	1,00	1,00	3,26
1º Tipo	12,5	434,78	30,00	1,45	2,25	1,00	1,00	3,26
2º Tipo	12,5	434,78	30,00	1,45	2,25	1,00	1,00	3,26
3º Tipo	12,5	434,78	30,00	1,45	2,25	1,00	1,00	3,26
Cobertura	12,5	434,78	30,00	1,45	2,25	1,00	1,00	3,26

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 176 - Comprimento de traspasse necessário

Pavimento	lb (cm)	l0c,mín (cm)	As,calc (cm ²)	As,ef (cm ²)	α_1	lb,nec (cm)	lb,adotado (cm)
Térreo	66,71	40,03	19,80	25,13	1,00	52,56	55,00
1º Tipo	41,70	25,02	10,92	9,82	1,00	46,39	50,00
2º Tipo	41,70	25,02	10,92	9,82	1,00	46,39	50,00
3º Tipo	41,70	25,02	10,92	9,82	1,00	46,39	50,00
Cobertura	41,70	25,02	10,92	9,82	1,00	46,39	50,00

Fonte: Autoria própria (2022)

Com os resultados obtidos apresentados anteriormente, optou-se por adotar o comprimento de traspasse de 55 cm para o pavimento térreo e 50 cm para os demais.

A Tabela 177 apresenta o resumo das armaduras longitudinais de cada pavimento.

Tabela 177 - Resumo armadura longitudinal por pavimento

Pavimento	Bitola (cm)	Número de barras	Altura do pilar (cm)	Traspasse (cm)	Comprimento por barra (cm)
Térreo	2,00	8	300,00	55,00	355,00
1º Tipo	1,25	8	300,00	50,00	350,00
2º Tipo	1,25	8	300,00	50,00	350,00
3º Tipo	1,25	8	300,00	50,00	350,00
Cobertura	1,25	8	100,00	50,00	100,00

Fonte: Autoria própria (2022)

9.10 ARMADURAS TRANSVERSAIS

Fazem parte do sistema de armaduras transversais dos pilares, os estribos e os grampos complementares. Esses elementos devem estar presentes ao longo de toda extensão do pilar, incluindo nos locais onde há cruzamento com outros elementos estruturais. De acordo com a NBR 6118:2014, o diâmetro e espaçamento necessário para este tipo de armadura pode ser obtido por meio da utilização das Equações 87, apresentada no item 9.8.1.1, e 102, respectivamente.

$$e_t \geq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12\phi_l \end{array} \right\} \quad (102)$$

Onde:

b → Menor dimensão da seção transversal do pilar sob análise.

A Equação 103, apresentada a seguir, permite a determinação do comprimento das barras a serem utilizadas para montagem dos estribos.

$$L_t = 2 * (h_y - 2 * c) + 2 * (h_x - 2 * c) + 2 * l_{dobra} \quad (103)$$

Onde:

l_{dobra} → Comprimento da dobra da barra no fechamento do estribo ($10\phi_t \geq 7$ cm)

O número de estribos pode ser calculado por meio da utilização da Equação 104.

$$\text{Número de estribos} = \frac{\text{altura do pilar}}{S_{adotado}} + 1 \quad (104)$$

A Tabela 178 apresenta os valores compilados obtidos por meio da utilização das equações apresentadas anteriormente.

Tabela 178 - Resumo estribos

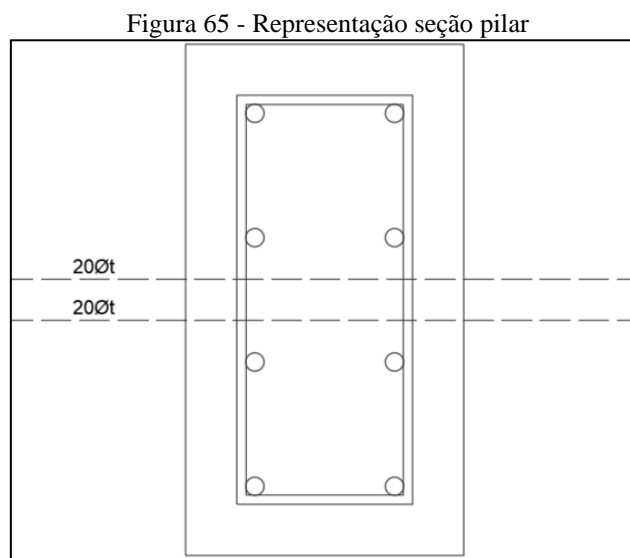
Pavimento	Bitola estribo (mm)	Espaçamento calculado (cm)	Número de estribos	Comprimento estribo (cm)
Térreo	6,3	19	17	94
1° Tipo	6,3	15	21	94
2° Tipo	6,3	15	21	94
3° Tipo	6,3	15	21	94
Cobertura	6,3	15	8	94

Fonte: Autoria própria (2022)

9.10.1 Detalhamento dos estribos suplementares

A NBR 6118:2014, em seu item 18.2.4, preconiza que sejam tomadas precauções quando houver a possibilidade de flambagem das barras longitudinais. Além dos estribos calculados anteriormente, a norma recomenda que seja adotado estribos suplementares para trechos a uma distância maior que $20\phi_t$ do canto do estribo em que haja barras ou em caso de mais de duas barras, além das de canto, situadas no máximo à distância de

$20\phi_t$. Assim, para o pilar P1 não será necessário a adoção desse mecanismo, conforme pode ser observado com a análise da Figura 65.



Fonte: Autoria própria (2022)

9.11 VERIFICAÇÃO POR ENVOLTÓRIA

Como ferramenta para análise da eficiência das situações de cálculos consideradas, a norma orienta a verificação por envoltória, tomando como base a seção final do elemento. Deve-se considerar os momentos mínimos de primeira ordem e os momentos de segunda ordem, além das solicitações da seção do topo, base e intermediária.

A NBR 6118:2014, em seu item 11.3.3.4.3, preconiza a utilização da expressão representada na Equação 105, apresentada a seguir, para obtenção da envoltória para os momentos mínimos de primeira ordem e a Equação 106 para os de segunda ordem. Para a envoltória resistente, utiliza-se a Equação 107.

$$\left(\frac{M_{1d,mín,x}}{M_{1d,mín,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{1d,mín,y}}{M_{1d,mín,yy}}\right)^2 = 1 \quad (105)$$

Onde:

$M_{1d,mín,x}$ → Componente em flexão oblíqua na direção X

$M_{1d,mín,y}$ → Componente em flexão oblíqua na direção Y

$M_{1d,mín,xx}$ → Componente em flexão normal na direção X

$M_{1d,mín,yy}$ → Componente em flexão normal na direção Y

$$\left(\frac{M_{d,tot,mín,x}}{M_{d,tot,mín,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{d,tot,mín,y}}{M_{d,tot,mín,yy}}\right)^2 = 1 \quad (106)$$

Onde:

$M_{d,tot,mín,x}$ → Componente em flexão oblíqua na direção X

$M_{d,tot,mín,y}$ → Componente em flexão oblíqua na direção Y

$M_{d,tot,mín,xx}$ → Componente em flexão normal na direção X

$M_{d,tot,mín,yy}$ → Componente em flexão normal na direção Y

$$\left(\frac{M_{rd,x}}{M_{rd,xx}}\right)^{1,2} + \left(\frac{M_{rd,y}}{M_{rd,yy}}\right)^{1,2} = 1 \quad (107)$$

Onde:

$M_{rd,x}$ → Componente do momento resistente de cálculo em flexão oblíqua composta na direção X

$M_{rd,y}$ → Componente do momento resistente de cálculo em flexão oblíqua composta na direção X

$M_{rd,xx}$ → Componente do momento resistente de cálculo em flexão normal composta na direção X

$M_{rd,yy}$ → Componente do momento resistente de cálculo em flexão normal composta na direção Y

Pode-se obter os momentos resistentes por meio do uso do inverso dos ábacos adotados para o dimensionamento, de modo a determinar a taxa de armadura tendo como base a área de aço.

A análise é realizada para a seção transversal do pilar P1 para o segmento mais solicitado. No caso sob análise, a seção do pavimento térreo foi a que exigiu área de aço maior.

Cálculo para P1 da seção do pavimento térreo

Momentos fletores mínimos de primeira ordem:

$$M_{1d,mín,xx} \rightarrow 11,106 \text{ kNm}$$

$$M_{1d,mín,yy} \rightarrow 8,624 \text{ kNm}$$

Esforços no topo, intermediária e base:

Topo:

$$M_x \rightarrow 43,100 \text{ kNm}$$

$$M_y \rightarrow 4,000 \text{ kNm}$$

Intermediária:

$$M_x \rightarrow 22,760 \text{ kNm}$$

$$M_y \rightarrow 4,100 \text{ kNm}$$

Base:

$$M_x \rightarrow 56,900 \text{ kNm}$$

$$M_y \rightarrow 4,100 \text{ kNm}$$

Momento considerado para envoltória de segunda ordem:

$$M_{d,tot,mín,xx} \rightarrow 22,760 \text{ kNm}$$

$$M_{d,tot,mín,yy} \rightarrow 8,752 \text{ kNm}$$

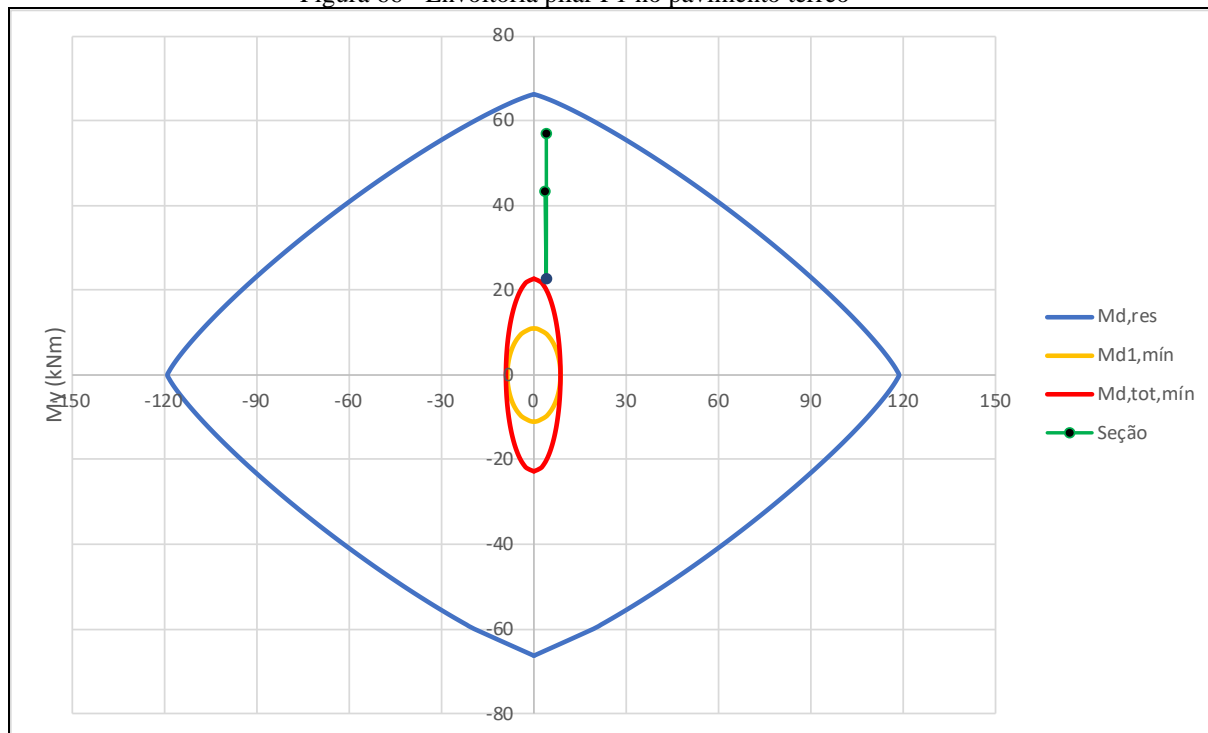
Para o cálculo de $M_{rd,xx}$ e $M_{rd,yy}$, utiliza-se a taxa efetiva de armadura igual à 0,767 e, por meio da utilização dos ábacos 8A e 18A, obtêm-se $\mu_x = 0,245$ quando $\mu_y = 0$ e $\mu_y = 0,238$ quando $\mu_x = 0$. Logo, os momentos resistentes de cálculo em flexão normal são os apresentados a seguir.

$$M_{rd,xx} \rightarrow 66,334 \text{ kNm}$$

$$M_{rd,yy} \rightarrow 118,703 \text{ kNm}$$

As envoltórias obtidas são apresentadas na Figura 66.

Figura 66 - Envoltória pilar P1 no pavimento térreo



Fonte: Autoria própria (2022)

Com base na análise das envoltórias, percebe-se que a resistente engloba as demais. Portanto, a condição de segurança do dimensionamento é verificada.

Tabela 179 - Vão efetivos para trechos da viga V2

Viga	Trecho	Vão (m)	t1 / 2 (m)	t2 / 2 (m)	0,3 x h (m)	Vão efetivo (m)
V2	P1-P2	6,44	0,175	0,07	0,15	6,66
V2	P2-P3	5,00	0,07	0,14	0,15	5,21
V2	P3-P4	5,00	0,14	0,07	0,15	5,21
V2	P4-P5	6,44	0,07	0,175	0,15	6,66

Fonte: Autoria própria (2022)

10.3 ESFORÇOS

Dentre os esforços atuantes nas vigas, há cargas uniformemente distribuídas, as quais podem ser oriundas do peso próprio da viga, paredes apoiadas sobre o elemento e das reações de apoio das lajes. Pode ser observado, ainda, a presença de cargas concentradas, oriundas de outras vigas que descarregam no elemento ou de pilares, como observado nas vigas de transição.

Dentre os esforços citados anteriormente, observa-se a presença de cargas distribuídas devido a paredes sobre a viga, o peso próprio do elemento e os esforços provenientes da Laje 3. Além disso, as reações de apoio das vigas V18, V20, V27 e V33 são representadas como cargas pontuais atuantes na viga V2. Os valores desses carregamentos foram apresentados no item 8.3.1. Os valores compilados das cargas verticais atuantes na viga sob análise são apresentados na Tabela 180.

Tabela 180 - Resumo cargas verticais viga V2

Laje	Trecho	Peso próprio (kN/m)	Carga alvenaria (kN/m)	Carga permanente lajes (kN/m)	Carga acidental laje (kN/m)	Carga pontual permanente (kN)	Carga pontual acidental (kN)
03 04	P1-P2	4,000	8,310	8,000	2,660	17,400	2,700
05 06	P2-P3	4,000	8,310	6,720	2,830	22,500	3,300
07 08	P3-P4	4,000	8,310	6,720	2,830	22,500	3,300
09 10	P4-P5	4,000	8,310	8,000	2,660	17,400	2,700

Fonte: Autoria própria (2022)

10.3.1 Esforços solicitantes no ELU

Para determinar os esforços verticais atuantes na viga no Estado Limite Último, utiliza-se a Equação 108.

$$p_{ELU} = 1,4 * (q + g) \quad (108)$$

Com isso, foram elaboradas a Tabela 181 e Tabela 182, a primeira apresenta os esforços devido às cargas distribuídas e a segunda devido às cargas concentradas.

Tabela 181 - Esforços solicitantes no Estado Limite Último para cargas distribuídas

Trecho	Carga permanente total (kN/m)	Carga acidental total (kN/m)	Cargas distribuídas ELU (kN/m)
P1-P2	20,310	2,660	32,158
P2-P3	19,030	2,830	30,604
P3-P4	19,030	2,830	30,604
P4-P5	20,310	2,660	32,158

Fonte: Autoria própria (2022)

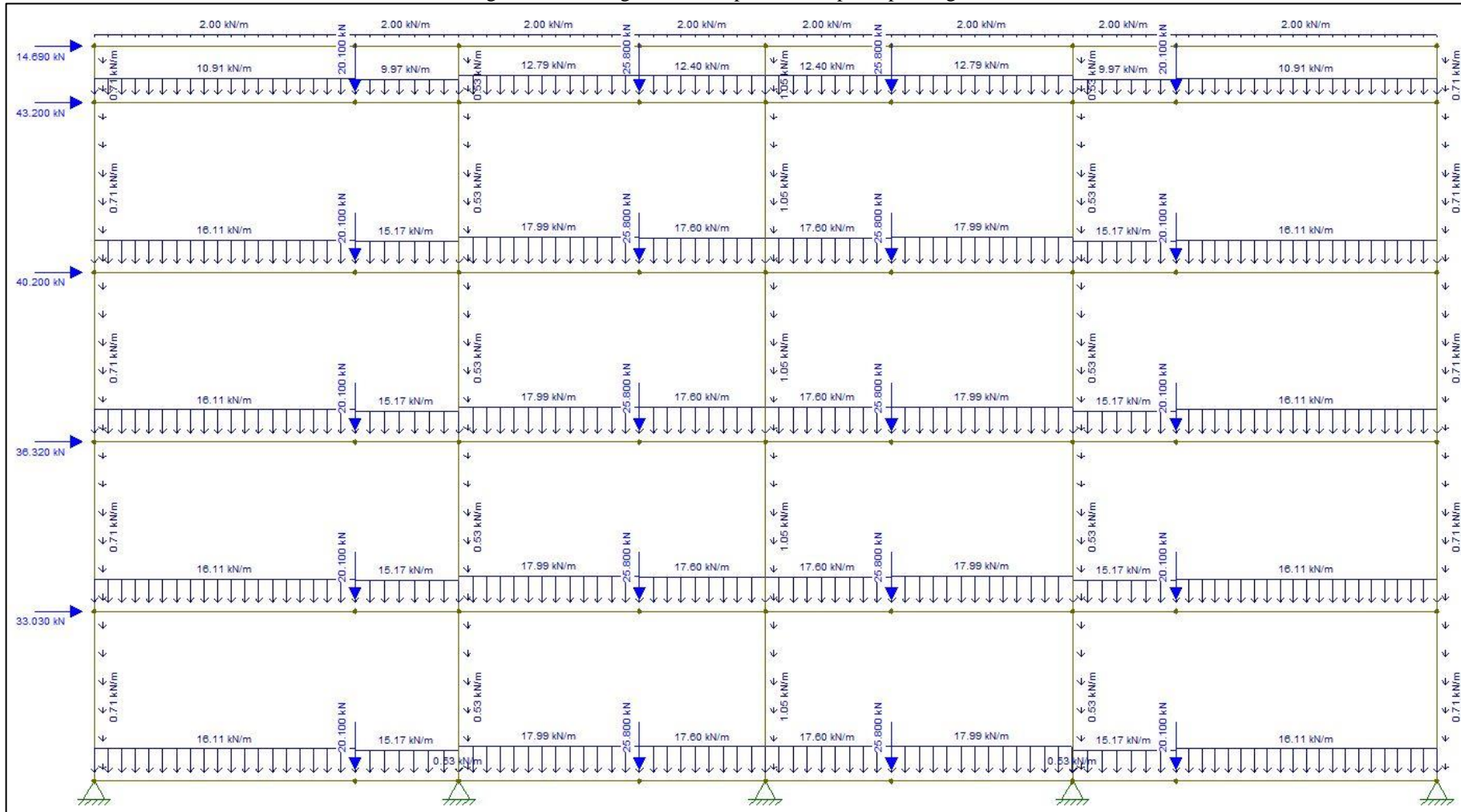
Tabela 182 - Esforços solicitantes no Estado Limite Último para cargas concentradas

Trecho	Carga permanente pontual (kN/m)	Carga acidental pontual (kN/m)	Cargas pontuais ELU (kN/m)
P1-P2	17,400	2,700	28,140
P2-P3	22,500	3,300	36,120
P3-P4	22,500	3,300	36,120
P4-P5	17,400	2,700	28,140

Fonte: Autoria própria (2022)

Além das cargas verticais apresentadas anteriormente, a viga V2 também está sujeita a carregamentos horizontais apresentados no item 2258.3.2.1.1. Com base nas cargas atuantes por trecho, foi possível elaborar, com auxílio da ferramenta computacional Ftool, o diagrama com os esforços solicitantes em cada um dos trechos da viga V2. A Figura 68 apresenta a configuração dos esforços sobre o elemento.

Figura 68 – Carregamentos no pórtico composto pela viga V2

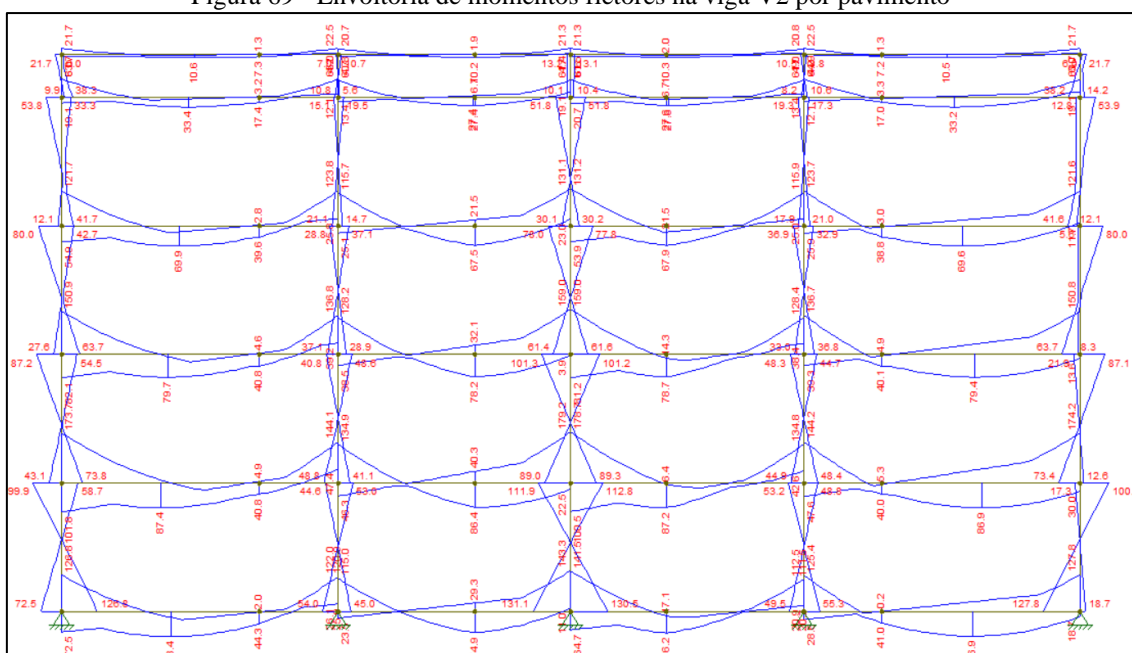


Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool* (2022)

10.4 MOMENTOS FLETORES

A partir da análise dos esforços atuantes na viga e com o auxílio do *Software Ftool*, elaborou-se o diagrama de momentos fletores atuantes na viga V2, apresentando os valores nos diferentes pavimentos, conforme apresentado na Figura 69 abaixo.

Figura 69 - Envoltória de momentos fletores na viga V2 por pavimento



Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool* (2022)

Têm-se, assim, os momentos máximos atuantes em cada trecho, os quais são apresentados na Tabela 183 e serão utilizados para o dimensionamento dos elementos.

Tabela 183 - Momentos fletores máximos atuantes

Viga	Trecho	Momento máximo atuante vão (kNm)
V2	P1-P2	101,80
V2	P2-P3	86,40
V2	P3-P4	87,20
V2	P4-P5	86,90

Fonte: Autoria própria (2022)

10.5 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

A fim de dimensionar a viga V2, deve-se observar as hipóteses de cálculo por trás das fórmulas utilizadas. Além disso, para o dimensionamento, devem ser analisados alguns quesitos. Dentre eles, pode-se destacar a classe de agressividade ambiental, resistência característica do concreto à compressão, resistência característica de escoamento do aço, diâmetro do estribo, o diâmetro das barras da armadura longitudinal, dimensões do agregado e diâmetro do vibrador.

Além disso, estima-se utilizar 5 Φ 12,5 mm de armadura longitudinal, sendo dispostas 3 Φ na primeira e 2 Φ na segunda camada para a armadura positiva. Para armadura negativa, opta-se por adotar 4 Φ 20,0 mm para as regiões dos apoios P1, P3 e P4 e 3 Φ 20,0 mm para os apoios P2 e P4. No P1, P3 e P4 emprega-se duas barras na primeira camada e duas na segunda, no P2 e P4 são duas na primeira e uma na segunda.

Os valores considerados para a viga V2 foram os seguintes:

CAA – III

f_{ck} – 30 MPa

f_{yk} – 500 MPa

Diâmetro estribo – 5 mm

Diâmetro da armadura longitudinal positiva – 12,5 mm

Diâmetro da armadura longitudinal negativa – 20,0 mm

Maior dimensão agregado granítico – 19 mm

Diâmetro do vibrador – 25 mm

10.5.1 Altura útil

Feitas as considerações, calcula-se a altura útil da seção por meio da Equação 109.

$$d = h - c - \Phi_t - \frac{\Phi_l}{2} \text{ ou } d = h - d' \quad (109)$$

Onde:

d' → Centro de gravidade das barras de aço dispostas em mais de uma camada na seção.

O valor do centro de gravidade (cg) pode ser obtido através da Equação 110.

$$d' = \frac{n_1 * A_{\Phi_l} * \left(c + \Phi_t + \frac{\Phi_l}{2}\right) + n_2 * A_{\Phi_l} * \left(c + \Phi_t + \Phi_l + e_v + \frac{\Phi_l}{2}\right)}{n_1 + n_2 \dots n_x} \quad (110)$$

Onde:

n_x → Número de barras na camada de armadura em questão;

Φ_t → Diâmetro do estribo;

Φ_l → Diâmetro da armadura longitudinal na camada;

e_v → Espaçamento vertical entre as camadas.

Os espaçamentos verticais e horizontais entre barras são dados pela Equação 111 e 112.

$$e_v \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \Phi \text{ da armadura longitudinal} \\ 0,5x\text{Maior dimensão do agregado} \end{array} \right\} \quad (111)$$

$$e_h \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \Phi \text{ da armadura longitudinal} \\ 1,2x\text{Maior dimensão do agregado} \end{array} \right\} \quad (112)$$

Deve-se adotar, nas armaduras negativas ou em situações em que haja mais de uma camada de armaduras positivas, os espaçamentos horizontal e vertical acrescidos do diâmetro do vibrador.

Obteve-se, então, os valores de espaçamento apresentados na Tabela 184.

Tabela 184 - Espaçamentos calculados

Dimensão agregado (mm)	Φ armadura longitudinal (mm)	Φ armadura longitudinal negativa (mm)	Diâmetro vibrador (mm)	Espaçamento vertical armadura (cm)	Espaçamento horizontal armadura (cm)	Espaçamento vertical armadura negativa (cm)	Espaçamento horizontal armadura negativa (cm)
19	12,5	20	25	2	2,28	2	4,5

Fonte: Autorial própria (2022)

Cálculo para a viga V2, trecho entre P1 e P2:

Centro de gravidade:

$$d' = \frac{3 * 0,7854 * (4 + 0,5 + 0,5) + 2 * 0,7854 * (4 + 0,5 + 1 + 2 + 0,5)}{0,7854 * (3 + 2)} =$$

$$= 6,425 \text{ cm}$$

Com isso, pode-se determinar a altura útil do trecho.

$$d = 50 - 6,425 = 43,575 \text{ cm}$$

A Tabela 185 e a Tabela 186 apresentam os valores obtidos para todos os trechos analisados.

Tabela 185 - Centro de gravidade e altura útil armadura positiva

Trecho	Centro de Gravidade (cm)	Altura útil (cm)
P1-P2	6,425	43,575
P2-P3	6,425	43,575
P3-P4	6,425	43,575
P4-P5	6,425	43,575

Fonte: Autorial própria (2022)

Tabela 186 - Centro de gravidade e altura útil armadura negativa

Trecho	Centro de Gravidade	Altura útil (cm)
P1	3,525	46,475
P2	2,983	47,017
P3	3,525	46,475
P4	2,983	47,017
P5	3,525	46,475

Fonte: Autoria própria (2022)

10.5.2 Armadura positiva

Com base nas hipóteses apresentadas anteriormente, faz-se a determinação da armadura positiva. Primeiramente, é feita a análise da altura da linha neutra. Utiliza-se, então, a Equação 113 para determinar os valores para cada um dos trechos da viga sob análise.

$$x = 1,25 * d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * f_{cd} * b * d^2}} \right] \quad (113)$$

Para o trecho entre o Pilar P1 e P2:

$$x = 1,25 * 43,525 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{101,6 * 10^3}{0,425 * 21,429 * 16 * 43,575^2}} \right] = 11,165 \text{ cm}$$

Analisa-se, em seguida, o domínio de deformação da seção, fazendo a divisão da posição da linha neutra pela altura útil da seção. Faz-se em seguida a classificação quanto ao domínio de deformação, conforme apresentado no item 5.7.1.5. Analisa-se, ainda, o critério de ductilidade da norma, onde x/d tem que ser menor ou igual a 0,450.

$$\frac{x}{d} = \frac{11,165}{43,575} = 0,256 \rightarrow \text{Domínio 3}$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,450 \therefore OK$$

Com base na equação apresentada anteriormente, foi possível elaborar a Tabela 187, na qual constam os valores da posição da linha neutra e os respectivos domínios de deformação.

Tabela 187 - Domínios de deformação armadura positiva

Viga	Trecho	d (cm)	x (cm)	x/d	Domínio de deformação
V2	P1-P2	43,6	11,165	0,256	3
V2	P2-P3	43,6	9,298	0,213	3
V2	P3-P4	43,6	9,393	0,216	3
V2	P4-P5	43,6	9,358	0,215	3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o cálculo da área de aço, utiliza-se a Equação 114.

$$A_s = \frac{M_d}{f_s * z} \quad (114)$$

Onde:

f_s → para domínio 3 é igual a $f_{yd} = 434,7826$ MPa para aço CA-50;

z → Braço de alavanca ($d - 0,4 * x$).

A NBR 6118:2014, orienta que a área de armadura mínima a ser adotada para as vigas retangulares seja de 0,15% da área da seção. Assim, fez-se o cálculo conforme apresentado a seguir na Equação 115.

$$A_{s,min} = 0,0015 * b * h \quad (115)$$

Assim, pode-se determinar a área de aço mínima exigida para a seção da viga V2 (16x50 cm):

$$A_{s,min} = 0,0015 * 16 * 50 = 1,20 \text{ cm}^2$$

A Tabela 188 apresenta os valores obtidos, comparando com o valor mínimo calculado.

Tabela 188 - Área de aço viga armadura positiva V2

Viga	Trecho	Momento Fletor (kNm)	Fyd (MPa)	z (m)	Área de aço (cm ²)	Área de aço mínimo (cm ²)
V2	P1-P2	101,800	434,783	0,391	5,987	1,200
V2	P2-P3	86,400	434,783	0,399	4,986	1,200
V2	P3-P4	87,200	434,783	0,398	5,037	1,200
V2	P4-P5	86,900	434,783	0,398	5,018	1,200

Fonte: Autoria própria (2022)

Inicialmente, adotou-se 5 Φ de 12,5 mm, o que equivale a uma área de 6,136 cm². Ao comparar com os valores de área de aço necessária e área de aço mínima, percebe-se que a quantidade adotada atende aos critérios. A Tabela 189 traz o resumo das áreas de aço encontradas.

Tabela 189 - Análise das áreas de aço armadura positiva

Viga	Trecho	Área de aço (cm ²)	Área de aço mínimo (cm ²)	Área de aço efetiva (cm ²)
V2	P1-P2	5,987	1,200	6,136
V2	P2-P3	4,986	1,200	6,136
V2	P3-P4	5,037	1,200	6,136
V2	P4-P5	5,018	1,200	6,136

Fonte: Autoria própria (2022)

10.5.3 Armadura negativa

A determinação da armadura negativa segue o processo similar ao da armadura positiva. Faz-se, inicialmente, a análise da altura da linha neutra. Utiliza-se, então, a Equação 113 para determinar os valores para cada um dos trechos da viga sob análise.

Analisa-se, em seguida, o domínio de deformação da seção, fazendo a divisão da posição da linha neutra pela altura útil da seção. Faz-se em seguida a classificação quanto ao domínio de deformação, conforme apresentado no item 5.7.1.5.

Cálculo para região do apoio no pilar P1:

$$x = 1,25 * 46,475 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{173,7 * 10^3}{0,425 * 21,429 * 16 * 46,475^2}} \right] = 19,206 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{19,206}{46,475} = 0,413 \rightarrow \text{Domínio 3}$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,450 \therefore \text{OK}$$

Com base na equação apresentada anteriormente, foi possível elaborar a Tabela 190, na qual constam os valores da posição da linha neutra e os respectivos domínios de deformação.

Tabela 190 - Domínios de deformação armadura negativa

Viga	Trecho	d (cm)	x (cm)	x/d	Domínio de deformação
V2	P1	46,5	19,206	0,413	3
V2	P2	47,0	15,081	0,321	3
V2	P3	46,5	19,971	0,430	3
V2	P4	47,0	13,954	0,297	3
V2	P5	46,5	19,275	0,415	3

Fonte: Autoria própria (2022)

Assim como na armadura positiva, utiliza-se a Equação 114 para o cálculo da área de aço da armadura negativa.

A NBR 6118:2014, orienta que, para f_{ck} igual a 30 MPa, a área de armadura mínima a ser adotada para as vigas retangulares seja de 0,15% da área da seção. Assim, fez-se o cálculo conforme apresentado a seguir na Equação 115.

$$A_{s,min} = 0,0015 * b * h \quad (116)$$

Assim, área de aço mínima exigida para a seção da viga V2 (16x50 cm) é igual a 1,20 cm², conforme apresentado no item 10.5.2.

A Tabela 191 apresenta os valores obtidos, comparando com o valor mínimo calculado.

Tabela 191 - Área de aço armadura negativa V2

Viga	Apoio	Momento fletor (kNm)	Fyd (MPa)	z (m)	Área de aço (cm ²)	Área de aço mínimo (cm ²)
V2	P1	173,7	434,783	0,388	10,299	1,200
V2	P2	144,1	434,783	0,410	8,087	1,200
V2	P3	179,2	434,783	0,385	10,709	1,200
V2	P4	134,8	434,783	0,414	7,483	1,200
V2	P5	174,2	434,783	0,388	10,336	1,200

Fonte: Autoria própria (2022)

Inicialmente, adotou-se 4 Φ de 20,0 mm para os apoios P1, P3 e P6 e 3 Φ de 20,0 mm para os apoios P2 e P4 o que equivale a uma área de 12,566 cm² e 9,425 cm², respectivamente. Ao comparar com os valores de área de aço necessária e área de aço mínima, percebe-se que a quantidade adotada atende aos critérios. A Tabela 192 traz o resumo das áreas de aço encontradas.

Tabela 192 - Análise das áreas de aço da armadura negativa

Viga	Apoio	Área de aço (cm ²)	Área de aço mínimo (cm ²)	Área de aço efetiva (cm ²)
V2	P1	10,299	1,200	12,566
V2	P2	8,087	1,200	9,425
V2	P3	10,709	1,200	12,566
V2	P4	7,483	1,200	9,425
V2	P5	10,336	1,200	12,566

Fonte: Autoria própria (2022)

10.5.4 Resumo armaduras positivas e negativas

Sabe-se ainda que o somatório da área de aço da armadura positiva com a área de armadura negativa deve ser inferior a 4% da área da seção transversal, a traz essa comparação. Os dados compilados obtidos para as armaduras positivas e negativas para a viga V2 são apresentados na Tabela 194.

Tabela 193 - Comparação da área de aço efetiva com a área da seção bruta

Viga	Trecho	Área de aço efetiva positiva (cm ²)	Área de aço efetiva negativa (cm ²)	Área da seção bruta (cm ²)	4% da área da seção bruta (cm ²)	Situação
V2	P1-P2	6,136	12,566	800,000	32,000	OK
V2	P2-P3	6,136	12,566	800,000	32,000	OK
V2	P3-P4	6,136	12,566	800,000	32,000	OK
V2	P4-P5	6,136	12,566	800,000	32,000	OK

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 194 - Resumo dos dados das armaduras positivas e negativas

Viga	Trecho	Tipo	Altura (m)	Largura (m)	Ø Estribo (mm)	Armadura	Md (kNm)	Posição linha neutra (cm)	x/d	Área de aço necessário (cm ²)	Área de aço mínima (cm ²)	Área de aço efetiva (cm ²)
V2	P1-P2	Positiva	0,50	0,16	5,0	5Ø 12,5mm	101,80	11,165	0,256	5,987	1,200	6,136
V2	P2-P3	Positiva	0,50	0,16	5,0	5Ø 12,5mm	86,40	9,298	0,213	4,986	1,200	6,136
V2	P3-P4	Positiva	0,50	0,16	5,0	5Ø 12,5mm	87,20	9,393	0,216	5,037	1,200	6,136
V2	P4-P5	Positiva	0,50	0,16	5,0	5Ø 12,5mm	86,90	9,358	0,215	5,018	1,200	6,136
V2	P1	Negativa	0,50	0,16	5,0	4Ø 20mm	173,70	19,206	0,413	10,299	1,200	12,566
V2	P2	Negativa	0,50	0,16	5,0	3Ø 20mm	144,10	15,081	0,321	8,087	1,200	9,425
V2	P3	Negativa	0,50	0,16	5,0	4Ø 20mm	179,20	19,971	0,430	10,709	1,200	12,566
V2	P4	Negativa	0,50	0,16	5,0	3Ø 20mm	134,80	13,954	0,297	7,483	1,200	9,425
V2	P5	Negativa	0,50	0,16	5,0	4Ø 20mm	174,20	19,275	0,415	10,336	1,200	12,566

Fonte: Autoria própria (2022)

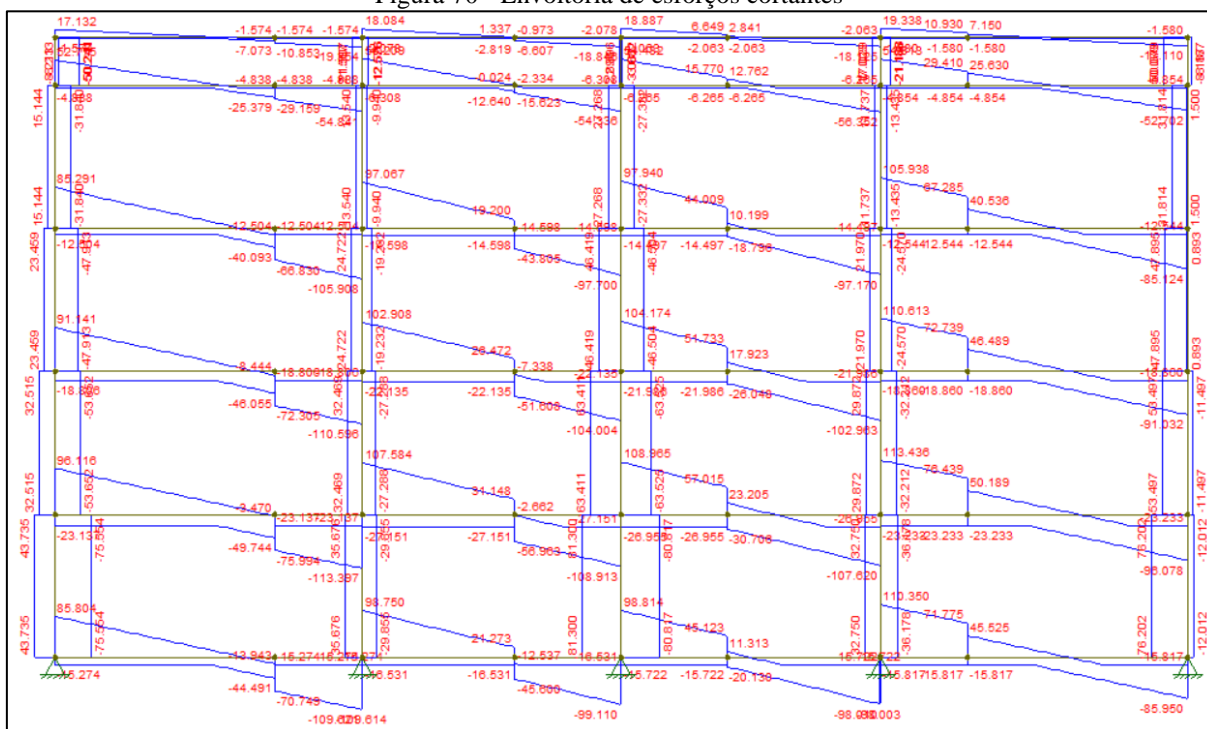
10.6 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

No dimensionamento das armaduras transversais da viga V2, adota-se o modelo proposto por Ritter-Mörsch. Tal teoria sustenta que o mecanismo resistente da viga no estágio II pode ser associado ao de uma treliça, considerando que os esforços cisalhantes são equilibrados pela armadura e pelo concreto de modo conjunto (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, p. 279).

A NBR 6118:2014, em seu item 17.4.2, admite dois modelos distintos de cálculo. No modelo de cálculo I, admite-se a inclinação de 45° das diagonais de compressão inclinadas, já no modelo II, esse valor varia livremente entre 30° e 45° . Para o dimensionamento da armadura transversal, opta-se por adotar o modelo II, por ser mais econômico que o modelo I, adotando a inclinação de 30° para as bielas e os estribos a 90° . Essa opção pela inclinação dos estribos é visando a facilidade de execução.

Os esforços atuantes sobre a viga V2 foram obtidos por meio da análise dos resultados fornecidos pela envoltória de esforços cortantes, utilizando o *Ftool*. A envoltória obtida é representada na Figura 70 - Envoltória de esforços cortantes Figura 70.

Figura 70 - Envoltória de esforços cortantes



Fonte: Autoria própria, com auxílio do *Software Ftool* (2022)

10.6.1 Verificação das diagonais de compressão

Após verificação dos esforços cortantes, utiliza-se a Equação 117 para fazer a verificação da resistência ao esmagamento das diagonais comprimidas das bielas de concreto.

$$V_{Rd2} = 0,54 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \text{sen}^2\theta * (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (117)$$

Onde:

V_{rd2} → Esforço cortante resistente das bielas de concreto

α → Ângulo de inclinação dos etribos em relação à horizontal

θ → Ângulo de inclinação das bielas de concreto em relação à horizontal

Sendo:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), f_{ck} \text{ expresso em MPa.}$$

Assim, tem-se:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,88$$

Cálculo para o trecho entre pilar P1 e P2:

$$b_w = 16 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$V_{sd} = 113,397 \text{ kN}$$

$$V_{rd2} = 0,54 * 0,88 * 21,4286 * 10^3 * 0,16 * 0,43575 * \text{sen}^2 30^\circ * (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ) =$$

$$= 307,4168$$

$$V_{rd2} > V_{sd} \therefore OK$$

A Tabela 195 apresenta a comparação dos resultados obtidos para cada um dos trechos da viga sob análise.

Tabela 195 - Esforços cortantes resistentes

Viga	Trecho	Esforços cortantes ELU (kN)	Esforços cortantes resistente (kN)	Vrd2 ≥ Vsd
V2	P1-P2	113,397	307,417	Ok
V2	P2-P3	108,913	307,417	Ok
V2	P3-P4	108,965	307,417	Ok
V2	P4-P5	113,436	307,417	Ok

Fonte: Autoria própria (2022)

Percebe-se, então, que os esforços resistentes são maiores que os esforços atuantes, assim, verifica-se o não esmagamento das bielas de compressão.

10.6.2 Cálculo da área de armadura transversal por metro

Na sequência, faz-se o dimensionamento da armadura transversal. Para isso, analisa-se as parcelas de esforços resistidas pelos mecanismos complementares (V_c) e pela armadura

transversal (V_{sw}). Compara-se o valor com a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}), a qual é igualada a força cortante resistente de cálculo por tração (V_{Rd3}), que por sua vez é igual a soma das parcelas de V_c e V_{sw} .

A força cortante resistida pela armadura transversal é obtida por meio da Equação 118.

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (118)$$

Onde:

V_{sd} → Esforço cortante solicitante;

V_c → Esforço resistidos pelos mecanismos complementares;

V_{sw} → Esforço resistido pela armadura transversal.

Os mecanismos complementares, segundo Carvalho e Figueredo Filho (2014, p. 292), “correspondem ao engrenamento que ocorre entre as partes de concreto separadas pelas fissuras inclinadas e a resistência da armadura longitudinal que serve de apoio às bielas de concreto (efeito de pino)”.

Com base na análise do exposto anteriormente, o valor de V_{sd} tem que ser menor ou igual às parcelas somadas dos esforços resistidos pelos mecanismos complementares e pela armadura transversal.

Os esforços resistidos pelos mecanismos complementares podem ser obtidos por meio do uso da Equação 119.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Se } V_{sd} \leq V_{c0} \rightarrow V_c = V_{c0} \\ \text{Se } V_{c0} < V_{sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow V_c = \frac{V_{c0} * (V_{Rd2} - V_{sd})}{V_{Rd2} - V_{c0}} \end{array} \right\} \quad (119)$$

Sendo:

$$V_{c0} = 0,6 * f_{ctd} * b * d$$

Onde:

b → Largura da viga;

d → Altura útil da seção;

f_{ctd} → Valor de cálculo da resistência a tração do concreto

Sendo:

$$f_{ctd} = 0,15 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,15 * 30^{\frac{2}{3}} = 1,448 \text{ MPa}$$

Caso o esforço resistido pelos mecanismos complementares seja superior ao esforço atuante, necessita-se apenas do emprego da armadura transversal mínima, a qual pode ser calculada por meio da Equação 120.

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 * \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} * b * \text{sen } \alpha \quad (120)$$

Onde:

f_{ctm} → 2,896 MPa, para $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$;

f_{ywk} → 600 MPa, para CA-60.

Na situação em que o esforço resistido pelos mecanismos complementares não for suficiente para resistir, deve-se calcular a armadura transversal necessária. Para isso, aplica-se a Equação 121.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 * d * f_{ywd} * (\cot \alpha + \cot \theta) * \text{sen } \alpha} \quad (121)$$

Cálculo para o trecho entre pilar P1 e P2:

b → 16 cm

d → 43,575 cm

$$V_{c0} = 0,6 * 1,448 * 10^6 * 0,16 * 0,43575 = 60,583 \text{ kN}$$

$$V_{c0} < V_{sd} \therefore \text{Não resiste sozinho}$$

Ao analisar o resultado obtido para o esforço cortante resistido pelos mecanismos complementares, percebe-se que não é suficiente para resistir sozinho aos esforços atuantes. Assim, faz-se o cálculo da armadura transversal necessária por meio da utilização da Equação 119, para obtenção do valor de V_c , e em seguida da Equação 121.

$$V_c = \frac{60,583 * (307,417 - 113,397)}{307,417 - 60,583} = 47,620 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{113,397 - 47,620}{0,9 * 43,575 * \frac{600}{1,15} * (\cot 90 + \cot 30) * \sin 90} = 1,856 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Os valores obtidos para V_c e $\frac{A_{sw}}{s}$ dos demais trechos da viga são apresentados na Tabela 196 e na Tabela 197, respectivamente.

Tabela 196 - Valores de V_c obtidos

Viga	Trecho	Vc0 (kN)	Vsd (kN)	Vrd2 (kN)	Vc (kN)
V2	P1-P2	60,583	113,397	307,417	47,620
V2	P2-P3	60,583	108,913	307,417	48,720
V2	P3-P4	60,583	108,965	307,417	48,708
V2	P4-P5	60,583	113,436	307,417	47,610

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 197 - Valores de área de aço por metro

Viga	Trecho	Vsd (kN)	Vc (kN)	Altura útil	Fywd (MPa)	Ângulo Armadura transversal (graus)	Ângulo bielas (graus)	Asw/s (cm ² /m)
V2	P1-P2	113,397	47,620	43,575	521,739	90	30	1,856
V2	P2-P3	108,913	48,720	43,575	521,739	90	30	1,698
V2	P3-P4	108,965	48,708	43,575	521,739	90	30	1,700
V2	P4-P5	113,436	47,610	43,575	521,739	90	30	1,857

Fonte: Autoria própria (2022)

10.6.3 Espaçamento entre estribos

O espaçamento entre estribos deve ser estabelecido observando as prescrições normativas. A NBR 6118:2014, em seu item 18.3.3.2, determina que o seja garantido espaço para a passagem do vibrador de concreto. Além disso, define o espaçamento máximo a ser utilizado, o qual está representado na Equação 122.

$$s_{m\acute{a}x} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,6 * d \leq 300 \text{ mm, se } V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2} \\ 0,3 * d \leq 200 \text{ mm, se } V_{sd} > 0,67V_{Rd2} \end{array} \right\} \quad (122)$$

Para obtenção dos espaçamentos entre estribos, utiliza-se a Equação 123 e, posteriormente, compara-se os valores obtidos com os valores citados anteriormente.

$$s = \frac{2 * A_{\phi t}}{\frac{A_{sw}}{s}} \quad (123)$$

Onde:

$A_{\phi t}$ → Área de aço unitária da seção do estribo;

$\frac{A_{sw}}{s}$ → Área de aço por metro para armadura transversal.

Cálculo do espaçamento para o trecho entre o pilar P1 e P2:

$\frac{A_{sw}}{s} \rightarrow 1,856;$

$A_{\phi t} \rightarrow 0,196$, para Φ de 5 mm;

$d \rightarrow 43,575$ cm

$V_{sd} \rightarrow 113,397$ kN

$V_{Rd2} \rightarrow 307,417$ kN

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} = \frac{113,397}{307,417} = 0,36887$$

$$\therefore V_{sd} < 0,67V_{Rd2}$$

Assim, têm-se que:

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6 * 43,575 \leq 300 \text{ mm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 26,145$$

Determina-se, então, o espaçamento:

$$s = \frac{2 * 0,196}{1,856} = 21,158 \text{ cm}$$

Como o espaçamento calculado é menor que o espaçamento máximo determinado por norma, adota-se o espaçamento calculado, arredondando para 21 cm.

Para os demais trechos da viga V2, a Tabela 198 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 198 - Espaçamentos adotados para armadura transversal

Viga	Trecho	Asw/s (cm ² /m)	A _{φt} (cm ²)	Espaçamento calculado (cm)	Espaçamento máx (cm)	Espaçamento adotado (cm)	Armadura adotada
V2	P1-P2	1,856	0,196	21,158	26,145	21	31 Φ5 c/21
V2	P2-P3	1,698	0,196	23,121	26,145	23	22 Φ5 c/23
V2	P3-P4	1,700	0,196	23,096	26,145	23	22 Φ5 c/23
V2	P4-P5	1,857	0,196	21,143	26,145	21	31 Φ5 c/21

Fonte: Autoria própria (2022)

10.6.4 Armadura de suspensão

O modelo baseado em treliças pressupõe os carregamentos aplicados no topo da estrutura e a as reações na face inferior (CHAER, 2003). Quando há o apoio de uma viga sobre a outra, têm-se um apoio indireto, sendo o carregamento da viga apoiada transmitido para a que a apoia em forma de uma carga concentrada. Nessas regiões de apoio, é preciso adotar a armadura de suspensão, de modo a auxiliar na transmissão dos esforços e permitir a devida ancoragem.

Para as situações em que as vigas possuem mesma altura e as faces superiores coincidem, adota-se a Equação 124 para determinação da área da armadura de suspensão necessária.

$$A_{susp} = \frac{V_d}{f_{yd}} \quad (124)$$

Onde:

$V_d \rightarrow$ Reação de apoio na viga.

Já nos casos em que a viga suportada possui altura inferior a viga de apoio, somente parte da carga deve ser suspensa. Desse modo, adota-se a Equação 125 para obtenção da área necessária para a armadura de suspensão;

$$A_{susp} = \frac{V_d}{f_{yd}} * \frac{h_1}{h_2} \quad (125)$$

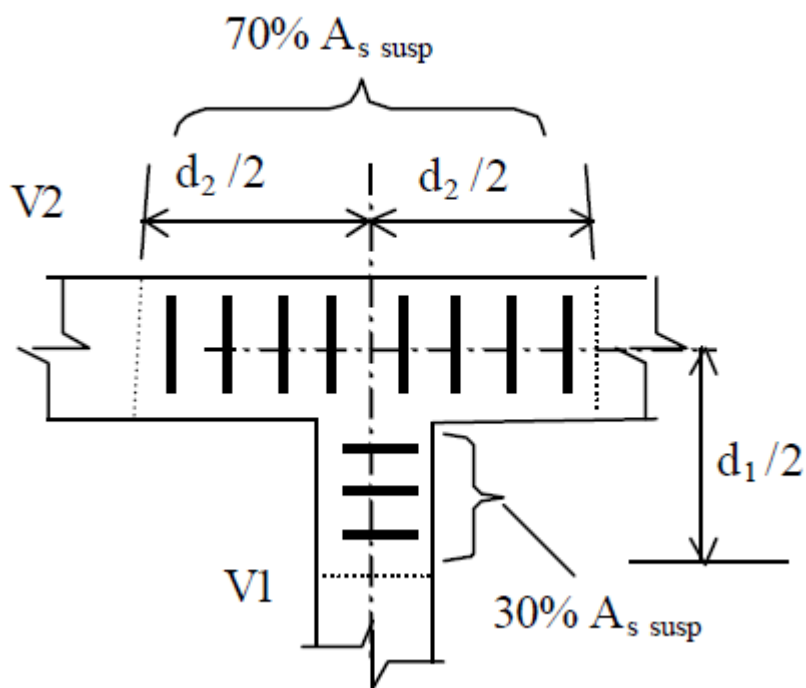
Onde:

$h_1 \rightarrow$ Altura da viga apoiada;

$h_2 \rightarrow$ Altura da viga de apoio.

Para distribuição das armaduras, é indicado a alocação de 70% na viga apoio e 30% na viga apoiada, conforme apresentado na Figura 71.

Figura 71 - Distribuição da armadura de suspensão



Fonte: CHAER (2003).

Cálculo para o trecho entre o P1 e P2:

$$f_{yd} = 521,739 \text{ MPa}$$

$$V_d = 28,14 \text{ kN} - \text{carga oriunda da viga V18 (14)}$$

$$h_1 \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$h_2 \rightarrow 50 \text{ cm}$$

$$A_{susp} = \frac{28,14}{434,783} * \frac{40}{50} = 0,431 \text{ cm}^2$$

Os valores obtidos para as demais situações de apoio estão apresentados na Tabela

199.

Tabela 199 - Armaduras de suspensão

Viga apoio	Trecho	Viga apoiada	Vd (kN)	Fyd	h1 (cm)	h2 (cm)	Asusp (cm ²)
V2	P1-P2	V18	28,14	521,739	40	50	0,431
V2	P2-P3	V20	36,12	434,783	40	50	0,665
V2	P3-P4	V27	36,12	434,783	40	50	0,665
V2	P4-P5	V33	28,14	434,783	40	50	0,518

Fonte: Autoria própria (2022)

Faz-se, então, a distribuição das armaduras considerando 70% da área necessária na viga apoio e 30% na viga apoiada.

Adotou-se estribos de 5 mm, com área unitária de 0,196 cm², como há duas pernas de estribo na seção, a área na seção é de 0,392 cm². Assim, como a área de armadura de suspensão para o trecho entre o P1 e o P2 calculada foi de 0,431 cm², um estribo em cada uma das vigas seria suficiente. No entanto, opta-se por alocar dois estribos na viga V2 e um na viga V18. Tais estribos não devem distar mais do que 6,5 cm da região de apoio.

10.7 DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

10.7.1 Comprimento de ancoragem

Na determinação o comprimento total da barra leva-se em consideração o comprimento de ancoragem que, segundo a NBR 6118:2014, deve ser o maior dos valores apresentados abaixo para ancoragem em apoios extremos. Nos apoios intermediários foi adotada armadura contínua, sendo observado, quando necessário, os traspases correspondentes.

Para apoios extremos:

$$ancoragem \geq \left\{ \begin{array}{l} \alpha * \frac{\Phi * f_{yd}}{4 * f_{bd}} * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \\ 0,3 * \frac{\Phi * f_{yd}}{4 * f_{bd}} \\ 10\Phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Onde:

$\alpha \rightarrow 1,0$ para barras sem gancho;

$\alpha \rightarrow 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho maior ou igual a três vezes o diâmetro da barra;

$f_{bd} \rightarrow$ resistência de aderência de cálculo da armadura passiva, calculado por meio da Equação 101;

$f_{yd} \rightarrow$ resistência à tração de cálculo do aço;

$A_{s,ef} \rightarrow$ Área de aço efetiva;

$A_{s,calc} \rightarrow$ Área de aço calculada.

10.7.2 Decalagem do diagrama de momentos fletores

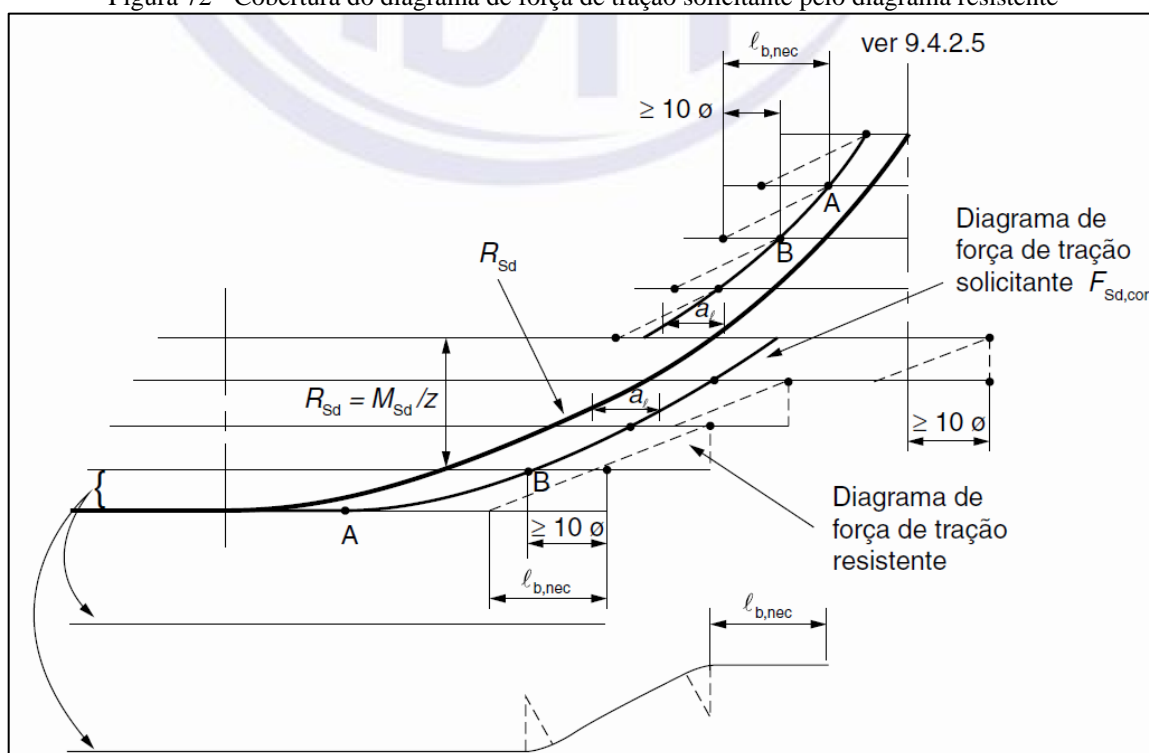
As armaduras dimensionadas previamente são calculadas para resistirem às situações mais críticas. Todavia, para determinar o comprimento das barras da armadura longitudinal, é analisada a envoltória de momentos apresentada anteriormente na Figura 69 com o intuito de verificar os trechos em que se pode retirar parte dessas armaduras. Essa consideração visa promover maior economia, tendo em vista que há variações consideráveis no momento fletor ao longo dos trechos da viga V2.

Segue-se, então, a orientação da NBR 6118:2014 que, no seu item 17.4.2.3, trata da decalagem do diagrama de momentos fletores. A norma estabelece que, nas situações em que a armadura longitudinal de tração tenha sido determinada com base no equilíbrio de esforços na seção normal ao eixo, pode-se aplicar um deslocamento do diagrama. Inicialmente, translada-se o diagrama de forma desfavorável. Para o modelo II adotado no cálculo, essa distância, é obtida por meio da Equação 126.

$$a_l = 0,5 * d * \cot\theta \geq 0,5 * d \quad (126)$$

A NBR 6118:2014 aponta, no seu item 18.3.2.3, o procedimento a ser adotado para manipulação dos diagramas de momentos fletores. A partir disso, segmenta-se a o diagrama em partes iguais, para isso, utiliza-se número de segmentos paralelos ao eixo longitudinal igual ao número de barras calculados para a seção. O ponto de interseção entre as retas traçadas e o diagrama de momento fletor deslocado determina a dimensão mínima da barra longitudinal. Além desse comprimento verificado, adiciona-se a ancoragem mínima e faz-se a comparação com a intersecção do segmento abaixo da armadura sob análise, sendo acrescido ao segmento abaixo o comprimento de 10Φ , caso o comprimento de ancoragem adotado seja inferior. Feita a análise, adota-se a maior dimensão entre as barras. A Figura 72 ilustra o processo descrito.

Figura 72 - Cobertura do diagrama de força de tração solicitante pelo diagrama resistente



Fonte: Figura 18.3 da NBR 6118:2014

Com relação a ancoragem mínima, utiliza-se o procedimento adotado para determinação do traspasse das barras, apresentado no item 9.9.1.3. Considerando isso, calcula-se o comprimento de ancoragem utilizando a Equação 98.

Cálculo para vão entre P1 e P2:

$$h_{Viga} = 50 \text{ cm}$$

$$d = 43,575 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1,0 \text{ (barras sem gancho)}$$

$$A_{s,calculada} = 5,987 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,efetiva} = 6,136 \text{ cm}^2$$

Foram consideradas 5 Φ de 12,5 cm, dos quais 3 Φ alocados na primeira camada e 2 Φ na segunda.

$$\theta = 30^\circ$$

$$f_{bd} = n_1 * n_2 * n_3 * f_{ctd,inf}$$

$$f_{ctd,inf} \rightarrow f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$f_{ctk,inf} \rightarrow 0,7 * f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} \rightarrow 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctd,inf} \rightarrow 1,448 \text{ MPa}$$

$$n_1 \rightarrow 2,25 \text{ para barras de alta aderência – CA50}$$

$$n_2 \rightarrow 1,0 \text{ para áreas de boa aderência}$$

$$n_3 \rightarrow 1,0 \text{ para barras de bitola inferior a 32 mm}$$

$$f_{bd} = 2,25 * 0,7 * 1,0 * 1,448 = 3,259 \text{ MPa}$$

$$\alpha_l = 0,5 * 43,575 * \cot(30^\circ) = 37,74 \text{ cm} \geq 0,5 * 43,575 = 21,7875 \text{ cm}$$

Adota-se, então, 38 cm de deslocamento.

$$ancoragem \geq \left\{ \begin{array}{l} 1 * \frac{1,25 * 434,783}{4 * 3,259} * \frac{5,987}{6,136} \\ 0,3 * \frac{1,25 * 434,783}{4 * 3,259} \\ 10 * 1,25 \\ 10,0 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$\text{ancoragem} \geq 40,68 \text{ cm}$$

Opta-se por utilizar 41 cm de comprimento de ancoragem

Os resultados obtidos para o comprimento de ancoragem para cada um dos trechos são apresentados na Tabela 200.

Tabela 200 - Comprimentos necessários de ancoragem

Viga apoio	Trecho	n1	n2	n3	Fctd,inf (MPa)	Fbd (MPa)	Fyd (MPa)	α	diâmetro barra longitudinal (mm)	As, calc (cm ²)	As,ef (cm ²)	Ancoragem (cm)
V2	P1-P2	2,25	1,00	1,00	1,448	3,259	434,783	1,00	12,5	5,987	6,136	41
V2	P2-P3	2,25	1,00	1,00	1,448	3,259	434,783	1,00	12,5	4,986	6,136	34
V2	P3-P4	2,25	1,00	1,00	1,448	3,259	434,783	1,00	12,5	5,037	6,136	35
V2	P4-P5	2,25	1,00	1,00	1,448	3,259	434,783	1,00	12,5	5,018	6,136	35
V2	P1	2,25	0,70	1,00	1,448	2,281	434,783	1,00	20	10,299	12,566	79
V2	P2	2,25	0,70	1,00	1,448	2,281	434,783	1,00	20	8,087	9,425	82
V2	P3	2,25	0,70	1,00	1,448	2,281	434,783	1,00	20	10,709	12,566	82
V2	P4	2,25	0,70	1,00	1,448	2,281	434,783	1,00	20	7,483	9,425	76
V2	P5	2,25	0,70	1,00	1,448	2,281	434,783	1,00	20	10,336	12,566	79

Fonte: Autoria própria (2022)

A Tabela 201 apresenta os valores calculados para deslocamento do diagrama de momento fletor.

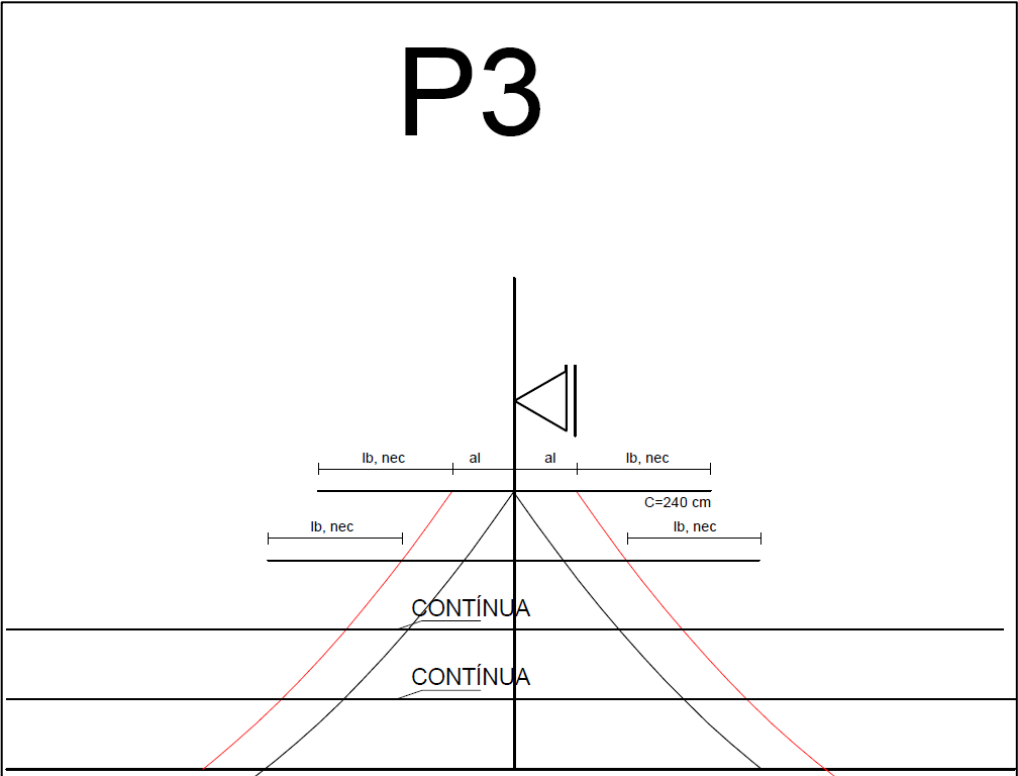
Tabela 201 - Deslocamentos do diagrama de momento fletor adotado

Viga apoio	Trecho	Altura útil (cm)	θ (graus)	al (cm)
V2	P1-P2	43,575	30	38
V2	P2-P3	43,575	30	38
V2	P3-P4	43,575	30	38
V2	P4-P5	43,575	30	38

Fonte: Autoria própria (2022)

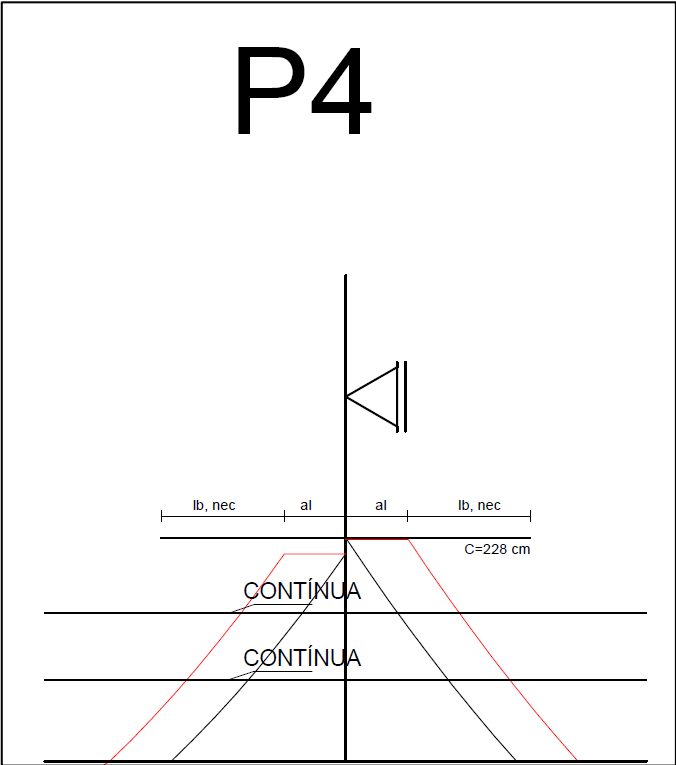
As figuras a seguir apresentam o processo de decalagem e os valores obtidos por meio deste.

Figura 75 - Decalagem para apoio P3



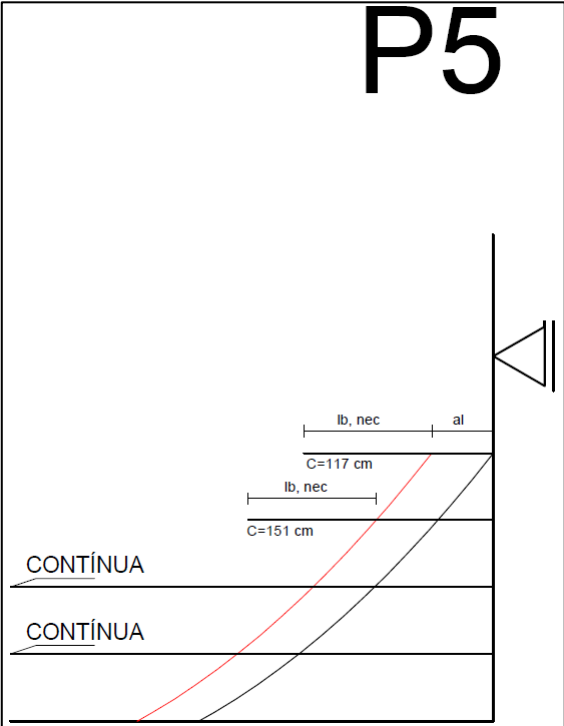
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 76 - Decalagem para apoio P4



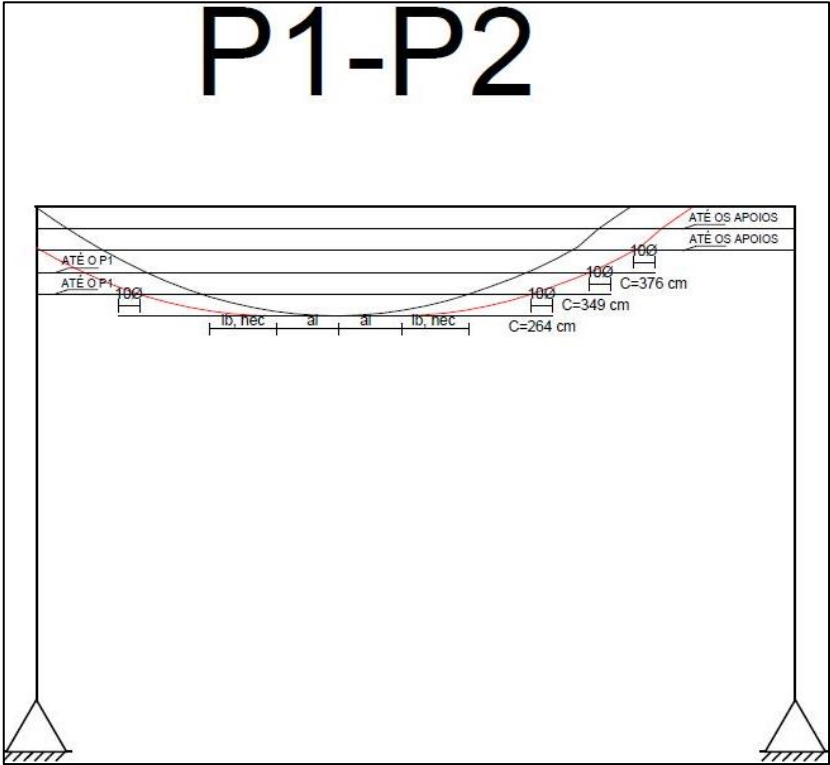
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 77 - Decalagem para apoio P5



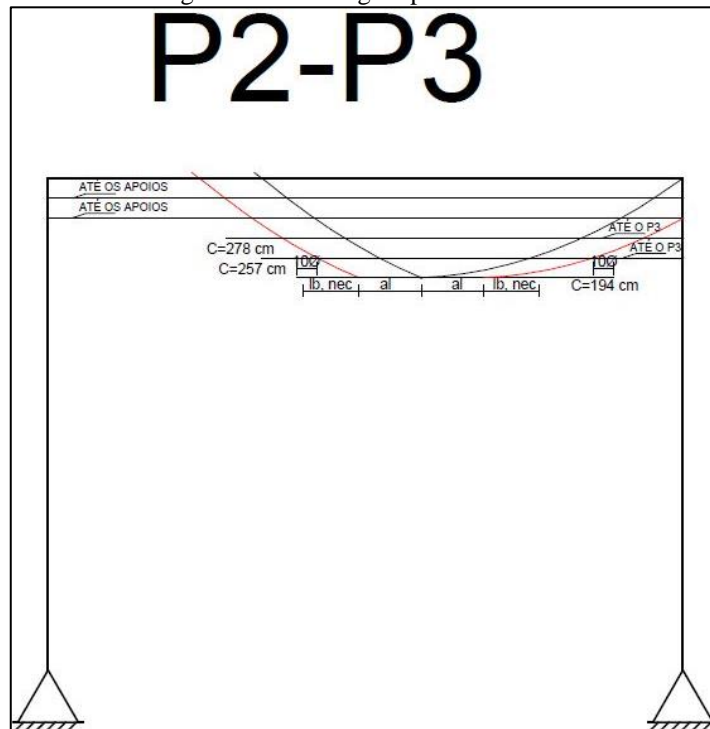
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 78 - Decalagem para vão P1-P2



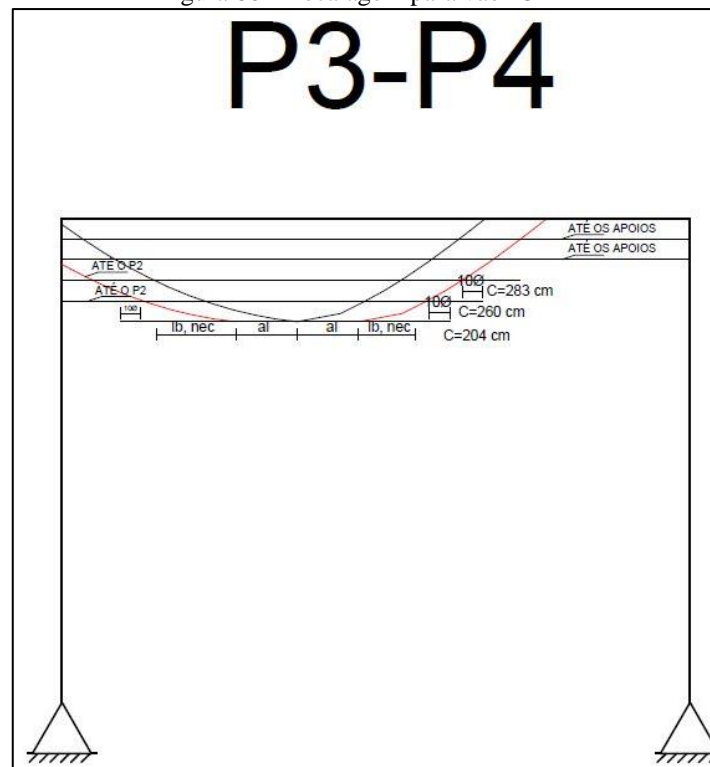
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 79 - Decalagem para vão P2-P3



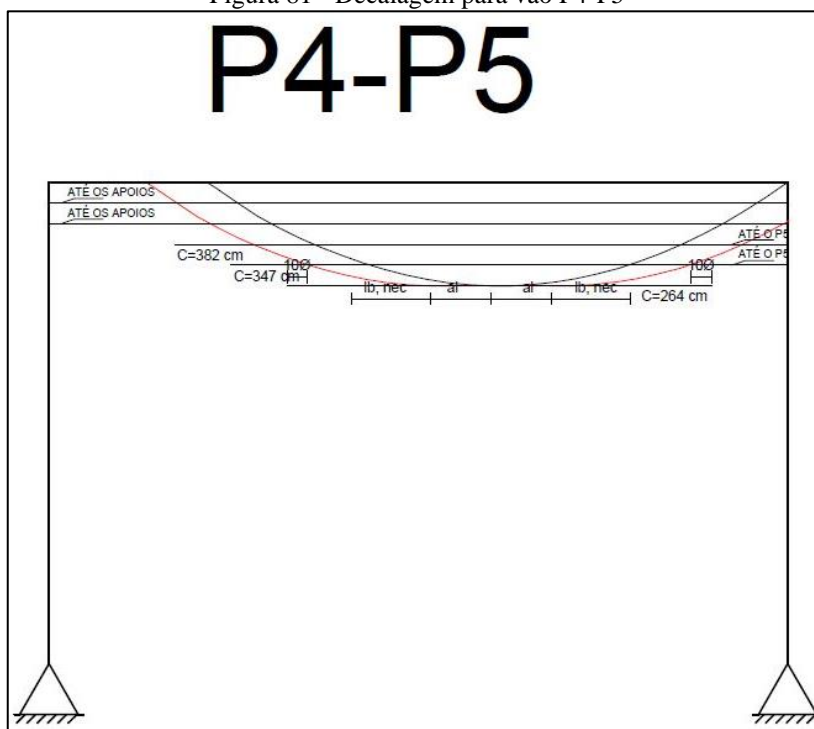
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 80 - Decalagem para vão P3-P4



Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 81 - Decalagem para vão P4-P5



Fonte: Autoria própria (2022)

Optou-se por levar em todos os trechos, pelo menos duas barras até os apoios. Essa decisão foi tomada visando a necessidade de adoção de barras como porta estribos. Além disso, em alguns casos adotou-se, também, a prolongação das barras até os apoios, visando a facilidade na execução.

10.7.3 Traspasse

Ao avaliar os catálogos dos principais fornecedores da região, percebe-se a limitação de 12 m de comprimento para a venda de barras. Assim, necessita-se determinar o comprimento de traspasse para uma transmissão adequada de esforços. Utiliza-se, então, a Equação 127, combinada com as equações 99, 100 e 101 para obtenção do comprimento de traspasse necessário, comparando com o valor mínimo obtido por meio das relações apresentadas na Equação 128.

$$l_{ot} = \alpha_{ot} * l_{b,nec} \geq l_{ot,min} \quad (127)$$

$$l_{ot,min} \geq \begin{cases} 0,3 * \alpha_{ot} * l_b \\ 15\Phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad (128)$$

Onde:

α_{ot} → Coeficiente dado por norma.

A fim de facilitar a execução, optou-se por adotar comprimento de traspasse padrão por bitola. A determinação foi feita com base no pior caso para cada diâmetro de armadura. Considera-se, também, que no máximo ocorre traspasse de 50% da armadura

Cálculo para bitola de 12,5 mm trecho entre P1 e P2:

$$f_{bd} = n_1 * n_2 * n_3 * f_{ctd,inf}$$

$$f_{ctd,inf} \rightarrow f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$f_{ctk,inf} \rightarrow 0,7 * f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} \rightarrow 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctd,inf} \rightarrow 1,448 \text{ MPa}$$

$$n_1 \rightarrow 2,25 \text{ para barras de alta aderência – CA50}$$

$$n_2 \rightarrow 1,0 \text{ para áreas de boa aderência}$$

$$n_3 \rightarrow 1,0 \text{ para barras de bitola inferior a 32 mm}$$

$$f_{bd} = 2,25 * 0,7 * 1,0 * 1,448 = 3,259 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\Phi * f_{yd}}{4 * f_{bd}} = \frac{1,25 * 434,78}{4 * 3,259} = 41,70 \text{ cm}$$

$$l_{ot,min} \geq \begin{cases} 0,3 * \alpha_{ot} * l_b \\ 15\Phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases} = \begin{cases} 0,3 * 1,8 * 41,70 \\ 15 * 1,25 \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\therefore l_{ot,min} = 22,52 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 * l_b \\ 10\Phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} = \begin{cases} 0,3 * 41,70 \\ 10 * 1,25 \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\therefore l_{b,min} = 12,51 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 * \frac{1,25 * 434,78}{4 * 3,259} * \frac{5,987}{6,136} = 40,68 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} > l_{b,min} \therefore OK$$

$$l_{ot} = 1,8 * 40,68 = 73,22 \text{ cm}$$

$$l_{ot} > l_{ot,min} \therefore OK$$

Cálculo para bitola de 20,0 mm entre P2 e P3:

$$f_{bd} = n_1 * n_2 * n_3 * f_{ctd,inf}$$

$$f_{ctd,inf} \rightarrow f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$f_{ctk,inf} \rightarrow 0,7 * f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} \rightarrow 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctd,inf} \rightarrow 1,448 \text{ MPa}$$

$$n_1 \rightarrow 2,25 \text{ para barras de alta aderência – CA50}$$

$$n_2 \rightarrow 0,7 \text{ para áreas de má aderência}$$

$$n_3 \rightarrow 1,0 \text{ para barras de bitola inferior a 32 mm}$$

$$f_{bd} = 2,25 * 0,7 * 1,0 * 1,448 = 2,281 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi_l * f_{yd}}{4 * f_{bd}} = \frac{2,0 * 434,78}{4 * 2,281} = 95,30 \text{ cm}$$

$$l_{ot,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 * \alpha_{ot} * l_b \\ 15\Phi \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 * 1,8 * 95,30 \\ 15 * 2,0 \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$\therefore l_{ot,min} = 51,46 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 * l_b \\ 10\Phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 * 66,72 \\ 10 * 2,0 \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$\therefore l_{b,min} = 28,59 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 * \frac{2,0 * 434,78}{4 * 2,281} * \frac{8,087}{9,425} = 81,78 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} > l_{b,min} \therefore OK$$

$$l_{ot} = 1,8 * 81,78 = 147,20 \text{ cm}$$

$$l_{ot} > l_{ot,min} \therefore OK$$

Adota-se, então, comprimento de traspasse igual a 74 cm para bitola de 12,5 mm e 148 cm para bitola de 20,0 mm. Considera-se, ainda, que, devido às armaduras transversais da viga, a utilização das armaduras de confinamento nas emendas de barras pode ser dispensada.

10.7.4 Ancoragem da armadura de tração nos apoios

Além dos mecanismos adotados mencionados anteriormente, a NBR 6118:2014, em seu item 18.3.2.4, preconiza que sejam atendidos os requisitos mínimos para que haja a correta ancoragem da armadura de tração nos apoios. Dentre as análises necessárias, está a verificação da área mínima de aço, a qual pode ser obtida por meio da Equação 129.

$$A_{s,apoio} \geq \begin{cases} \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3}, \text{ sendo } M_{apoio} \text{ nulo ou negativo e } |M_{apoio}| \leq 0,5 * M_{v\tilde{a}o} \\ \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{4}, \text{ sendo } M_{apoio} \text{ negativo e } |M_{apoio}| > 0,5 * M_{v\tilde{a}o} \end{cases} \quad (129)$$

Na armadura que chegam nos apoios extremos, deve-se considerar a área de aço necessária para garantir a ancoragem correta da diagonal de compressão. Esse valor pode ser calculado utilizando a Equação 130.

$$A_{s,apoio} = \frac{\frac{a_l}{d} * V_d + N_d}{f_{yd}} \quad (130)$$

Onde:

N_d → Força de tração eventualmente existente;

$V_d \rightarrow$ Força cortante no apoio.

Deve-se verificar também o comprimento de ancoragem, esse valor é medido a partir da face do apoio para cada uma das barras que vai até este. Para apoios intermediários, optou-se por adotar armadura contínua, fazendo o traspasse quando necessário. Nos apoios extremos, avalia-se de acordo com a Equação 131, de modo a adotar o maior entre os valores encontrados, conforme preconiza a NBR 6118:2014, em seu item 18.3.2.4.1.

$$Ancoragem \geq \left\{ \begin{array}{l} l_{b,nec} \\ r + 5,5\Phi \\ 60 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (131)$$

Onde:

$r \rightarrow$ Raio de curvatura caso seja adotado ganchos

A norma determina que, caso haja gancho, seja adotado diâmetro de dobramento igual a 5Φ para ganchos em ângulo reto para armadura de CA-50 inferior à 20 mm de diâmetro. Além disso, segundo a NBR 6118:2014 é necessário adotar um comprimento de ponta reta não inferior a 8Φ .

Caso a ancoragem necessária seja superior ao espaço disponível no apoio, adota-se grampos, os quais tem suas áreas determinadas por meio da Equação 132 e dimensões pela Equação 134.

$$A_{s,g} = \frac{F_{sd}}{f_{yd}} \quad (132)$$

Sendo:

$$F_{sd} = R_{sd} * \left(1 - \frac{l_{b,disp}}{l_{b,nec}}\right) \quad (133)$$

$$\text{Comprimento perna grampo} = l_{b,1} + l_{b,disp,apoio} \quad (134)$$

Onde:

$$l_{b,1} \rightarrow \frac{\phi_l * f_{yd}}{4 * f_{bd}},$$

$l_{b,disp,apoio} \rightarrow$ Comprimento de ancoragem disponível no apoio.

Fez-se, então, a determinação do comprimento de ancoragem nas piores situações para a bitola de 20 mm e para a de 12,5 mm.

Cálculo para apoio P1:

Para a armadura positiva:

- Optou-se por adotar gancho;
- Bitola: 12,5 mm;
- Comprimento reto do gancho mínimo igual a 10 cm.
- $l_{b,nec} = 0,7 * \frac{1,25 * 434,78}{4 * 3,259} * \frac{5,987}{6,136} = 28,49 \text{ cm}$
- $|M_{apoio}| \rightarrow 173,7 \text{ kNm}$
- $M_{vão} \rightarrow 113,40 \text{ kNm}$

$$\text{Ancoragem}_{posi} \geq \left\{ \begin{array}{l} 28,49 \text{ cm} \\ 2,5 * 1,25 + 5,5 * 1,25 \\ 6,0 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$\text{Ancoragem}_{posi} \geq 28,49 \text{ cm}$$

Como $|M_{apoio}| > 0,5 * M_{vão}$, então, tem-se que a área de aço mínima é a seguinte:

$$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,vão}}{4} = \frac{6,1359}{4} = 1,534 \text{ cm}^2$$

Ao analisar a área de aço necessária para ancoragem, percebe-se que duas barras de 12,5 mm de diâmetro são suficientes. Com relação ao comprimento de ancoragem mínimo, este deve ser de 28,49 cm. Todavia, o comprimento disponível no apoio é igual a 21,5 cm, o que

não é suficiente para portar a ancoragem. Desse modo, é necessário adotar grampos para ancoragem.

$$A_{s,g} = \frac{R_{sd} * (1 - \frac{l_{b,disp}}{l_{b,nec}})}{f_{yd}} = \frac{\frac{a_l}{d} * V_d * (1 - \frac{21,5}{28,49})}{\frac{500}{1,15}} = \frac{0,38}{0,43575} * 113,4 * (1 - \frac{21,5}{28,49})}{434,783} = 0,56 \text{ cm}^2$$

Adota-se então um grampo com bitola de 6,3 mm, o qual possui uma área de seção igual a 0,3117 cm². Como o grampo possui duas pernas, essa área é multiplicada por dois, obtendo, assim, área de 0,6234 cm², o que atende as exigências de projeto. Na sequência, determina-se as dimensões do grampo.

$$\text{Comprimento perna grampo} = l_{b,1} + l_{b,disp,apoio} = \frac{0,63 * 434,78}{4 * 3,259} + 21,5 = 42,512 \text{ cm}$$

Têm-se, então, que o grampo terá 43 cm de perna e 9 cm de largura.

Para armadura negativa:

- Optou-se por adotar gancho;
- Bitola: 20,0 mm;
- Comprimento reto do gancho mínimo igual a 16 cm.
- $l_{b,nec} = 0,7 * \frac{2,0 * 434,78}{4 * 2,281} * \frac{8,087}{9,425} = 57,24 \text{ cm}$

$$\text{Ancoragem}_{neg} \geq \left\{ \begin{array}{l} 54,24 \text{ cm} \\ 4 * 2,0 + 5,5 * 2,0 \\ 6,0 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$\text{Ancoragem}_{neg} \geq 57,24 \text{ cm}$$

A área de aço necessária para a ancoragem da diagonal de compressão nos apoios extremos é determinada a seguir:

$$A_{s,apoio} = \frac{\frac{38}{43,575} * 113,4 + 0}{434,78} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Ao analisar a área de aço necessária para ancoragem, percebe-se que duas barras de 20,0 mm de diâmetro são suficientes. Com relação ao comprimento de ancoragem mínimo, este deve ser de 57,24 cm. Todavia, o comprimento disponível no apoio é igual a 21,5 cm, o que não é suficiente para portar a ancoragem. Desse modo, é necessário adotar grampos para ancoragem.

$$A_{s,g,neg} = \frac{\frac{0,38}{0,43575} * 113,4 * (1 - \frac{21,5}{57,24})}{\frac{500}{1,15}} = 1,420 \text{ cm}^2$$

Adota-se então um grampo com bitola de 10,0 mm, o qual possui uma área de seção igual a 0,785 cm². Como o grampo possui duas pernas, essa área é multiplicada por dois, obtendo, assim, área de 1,571 cm², o que atende as exigências de projeto. Na sequência, determina-se as dimensões do grampo.

$$\text{Comprimento perna grampo} = l_{b,1} + l_{b,disp,apoio} = \frac{1,0 * 434,78}{4 * 2,281} + 21,5 = 69,152 \text{ cm}$$

Têm-se, então, que o grampo terá 70 cm de perna e 9 cm de largura.

Ao analisar a armadura positiva, para os apoios intermediários adotou-se, como mencionado anteriormente, o comprimento como sendo igual a 10 vezes a bitola da barra. Os apoios intermediários P2 e P4 possuem dimensão de 14 cm na direção considerada e o apoio P4 possui 26 cm. Tendo em vista o diâmetro de 12,5 mm das barras das armaduras positivas, percebe-se que este comprimento de ancoragem é de 12,5 cm, o que é comportado em todos os apoios. No que tange à armadura negativa, esta não se ancora nos apoios intermediários, sendo constituída de barras passantes por estes apoios.

A Tabela 202 traz os dados de entrada para a verificação das áreas das armaduras nos apoios, os resultados são apresentados na sequência na Tabela 203.

Tabela 202 - Dados de entrada para determinação das áreas de armadura nos apoios

Viga apoio	Apoio	Md (kNm)	Md, vão (kNm)	Vd (kN)	al (cm)	d (cm)	As,vão (cm ²)
V2	P1	173,70	101,80	113,40	38	43,575	6,136
V2	P2	144,10	101,80	113,40	38	43,575	6,136
V2	P3	179,20	87,20	108,97	38	43,575	6,136
V2	P4	134,80	87,20	113,44	38	43,575	6,136
V2	P5	174,20	86,90	113,44	38	43,575	6,136

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 203 - Verificação das áreas de aço para ancoragem da armadura de tração nos apoios

Armadura positiva					Armadura negativa					
Número de barras no apoio	Bitola (mm)	As,anc (cm ²)	As,ef (cm ²)	Situação	Número de barras no apoio	Bitola (mm)	As,anc (cm ²)	As,diag (cm ²)	As,ef (cm ²)	Situação
4	12,5	1,534	4,909	Atende	4	20,0	1,534	2,274	12,566	Atende
2	12,5	1,534	2,454	Atende	3	20,0	1,534	-	9,425	Atende
4	12,5	1,534	4,909	Atende	4	20,0	1,534	-	12,566	Atende
2	12,5	1,534	2,454	Atende	3	20,0	1,534	-	9,425	Atende
4	12,5	1,534	4,909	Atende	4	20,0	1,534	2,275	12,566	Atende

Fonte: Autoria própria (2022)

Os comprimentos de ancoragem das barras nos apoios são apresentados na Tabela 204 e na Tabela 205.

Tabela 204 - Comprimento ancoragem das armaduras positivas

Viga apoio	Apoio	Armadura positiva						
		α	Bitola (mm)	As, calc (cm ²)	As,ef (cm ²)	Fyd (MPa)	Fbd (MPa)	Comprimento mínimo (cm)
V2	P1	0,70	12,5	5,987	6,136	434,783	3,259	28,48
V2	P2	1,00	12,5	5,987	6,136	434,783	3,259	12,50
V2	P3	1,00	12,5	5,037	6,136	434,783	3,259	12,50
V2	P4	1,00	12,5	5,037	6,136	434,783	3,259	12,50
V2	P5	0,70	12,5	5,018	6,136	434,783	3,259	23,87

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 205 - Comprimento ancoragem das armaduras negativas

Viga apoio	Apoio	Armadura negativa						
		α	Bitola (mm)	As, calc (cm ²)	As,ef (cm ²)	Fyd (MPa)	Fbd (MPa)	Comprimento mínimo (cm)
V2	P1	0,70	20	10,299	12,566	434,783	2,281	54,67
V2	P2	1,00	20	8,087	9,425	434,783	2,281	20,00
V2	P3	1,00	20	10,709	12,566	434,783	2,281	20,00
V2	P4	1,00	20	7,483	9,425	434,783	2,281	20,00
V2	P5	0,70	20	10,336	12,566	434,783	2,281	54,87

Fonte: Autoria própria (2022)

Sabendo dos comprimentos necessários e considerando que nos apoios intermediários pode-se estender as barras de modo a que essas adentrem às vigas adjacentes, de modo a atender o comprimento de ancoragem, elaborou-se a Tabela 206 e a Tabela 207, as quais apresentam os comprimentos retos e o comprimento dos ganchos nos apoios extremos.

Tabela 206 - Comprimentos de ancoragem para armaduras positivas

Viga apoio	Apoio	Largura apoio disp (cm)	Diâmetro de dobra (cm)	Comprimento reto mín. do gancho (cm)	Comprimento reto (cm)
V2	P1	28,37	6,25	10	28
V2	P2	7,37	-	S/ gancho	13
V2	P3	21,37	-	S/ gancho	13
V2	P4	7,37	-	S/ gancho	13
V2	P5	28,37	6,25	10	24

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 207 - Comprimentos de ancoragem para armaduras negativas

Viga apoio	Apoio	Largura apoio disp (cm)	Diâmetro de dobra (cm)	Comprimento reto mín. do gancho (cm)	Comprimento reto (cm)
V2	P1	28,37	10	27	28
V2	P2	7,37	-	S/ gancho	20
V2	P3	21,37	-	S/ gancho	20
V2	P4	7,37	-	S/ gancho	20
V2	P5	28,37	10	27	28

Fonte: Autoria própria (2022)

10.8 VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

10.8.1 Análise da fissuração

Na determinação das condições sob as quais o elemento resiste aos esforços em serviço, segue-se procedimento similar ao adotado para as lajes. Deve-se, primeiramente, caracterizar a seção que resistirá aos esforços. Define-se então as propriedades da seção homogeneizada por meio das Equações 135, 136 e 137, as quais descrevem, respectivamente, a área correspondente a seção homogeneizada, o correspondente centro de gravidade e o seu momento de inércia à flexão no estágio I (puro).

$$A_h = b_w * h + A_s * (\alpha_e - 1) \quad (135)$$

Sendo:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{26838,405} = 7,8246$$

$$\gamma_h = \frac{b_w * \frac{h^2}{2} + A_s * (\alpha_e - 1) * d}{A_h} \quad (136)$$

$$I_h = \frac{b_w * h^3}{12} + b_w * h * \left(\gamma_h - \frac{h}{2}\right)^2 + A_s * (\alpha_e - 1) * (\gamma_h - d)^2 \quad (137)$$

Cálculo para vão entre P1 e P2:

$$b_w \rightarrow 16 \text{ cm}$$

$$h \rightarrow 50 \text{ cm}$$

$$A_s \rightarrow 6,136 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e \rightarrow 7,8246$$

$$d \rightarrow 43,575 \text{ cm}$$

$$A_h = 16 * 50 + 6,136 * (7,8246 - 1) = 841,875 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_h = \frac{16 * \frac{50^2}{2} + 6,136 * (7,825 - 1) * 43,575}{841,875} = 25,924 \text{ cm}$$

$$I_h = \frac{16 * 50^3}{12} + 16 * 50 * \left(25,924 - \frac{50}{2}\right)^2 + 6,136 * (7,825 - 1) * (25,924 - 43,575)^2 =$$

$$I_h = 180396,255 \text{ cm}^4$$

A Tabela 208 apresenta os resultados obtidos para cada trecho.

Tabela 208 - Propriedades para as seções homogeneizadas

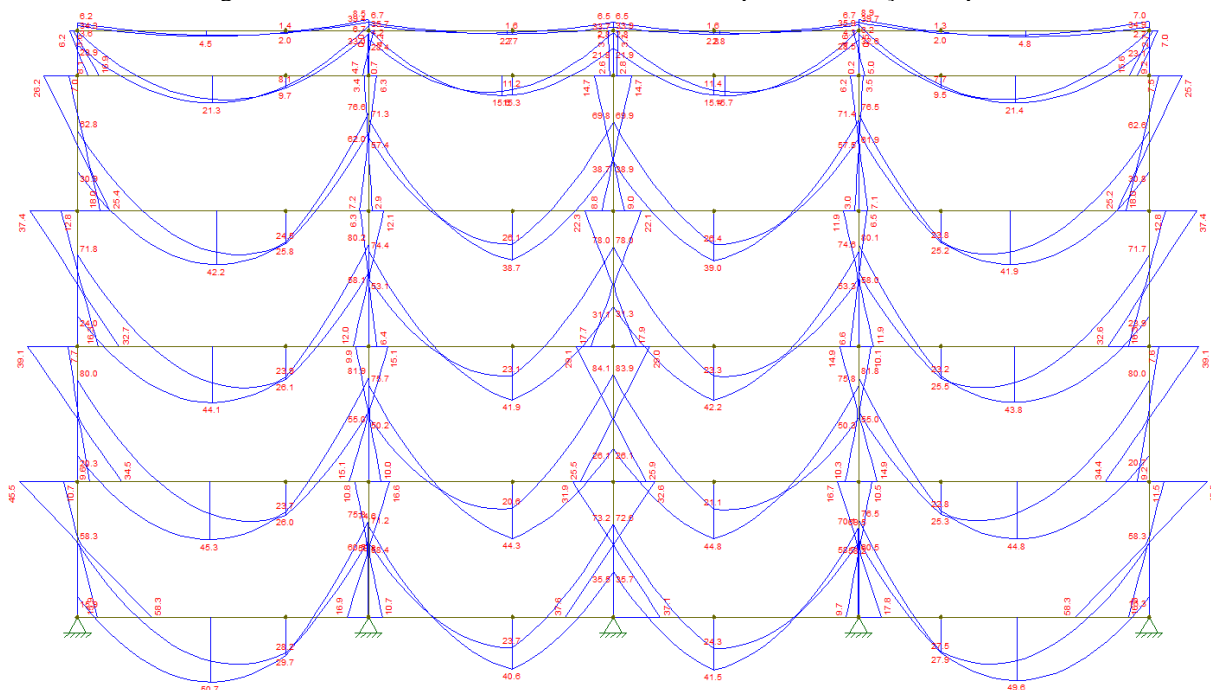
Viga apoio	Trecho	Largura (cm)	Altura (cm)	Área de aço (cm ²)	αe (Es/Ecs)	Área homogeneizada (cm ²)	Altura útil (cm)	Centro de gravidade (cm)	Inércia seção homogeneizada (cm ⁴)
V2	P1-P2	16	50	6,136	7,825	841,875	43,575	25,924	180396,255
V2	P2-P3	16	50	6,136	7,825	841,875	43,575	25,924	180396,255
V2	P3-P4	16	50	6,136	7,825	841,875	43,575	25,924	180396,255
V2	P4-P5	16	50	6,136	7,825	841,875	43,575	25,924	180396,255

Para verificação da abertura de fissuras em estruturas para prédios residenciais, utiliza-se a combinação frequente obtida por meio da Equação 138 abaixo:

$$F_d = \sum F_{gk} + 0,4 * F_{q1k} + 0,3 * F_{q2k} \quad (138)$$

De posse das propriedades das seções e dos carregamentos atuantes para combinação frequente, utilizou-se o *Software* Ftool para obtenção das envoltórias de momento fletor atuantes no Estado Limite de Serviço (ELS), conforme apresentado na Figura 82.

Figura 82 - Envolvória de momento fletor no ELS, para combinação frequente



Fonte: Autoria própria com auxílio do *Software* Ftool (2022)

Com os dados obtidos por meio da análise das envoltórias de momentos fletores atuantes na viga V2, parte-se para a comparação com os valores de momento de fissuração, os quais são obtidos por meio da Equação 50.

Obteve-se assim, os valores apresentados na Tabela 209 para o momento de fissuração para os trechos da viga V2 sob análise. A comparação entre os resultados calculados e os momentos fletores atuantes no ELS é mostrada na Tabela 210.

Tabela 209 - Momentos de fissuração

Viga apoio	Trecho	α	Fct (MPa)	Centro de gravidade (cm)	Inércia seção homogeneizada (cm ⁴)	Momento de fissuração (kNm)
V2	P1-P2	1,5	2,896	25,924	180396,255	30,233
V2	P2-P3	1,5	2,896	25,924	180396,255	30,233
V2	P3-P4	1,5	2,896	25,924	180396,255	30,233
V2	P4-P5	1,5	2,896	25,924	180396,255	30,233

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 210 - Análise da fissuração

Viga apoio	Trecho	Momento de fissuração (kNm)	Momentos ELS (kNm)	Situação
V2	P1-P2	30,233	81,900	Fissura
V2	P2-P3	30,233	84,100	Fissura
V2	P3-P4	30,233	83,900	Fissura
V2	P4-P5	30,233	80,000	Fissura

Fonte: Autoria própria (2022)

Percebe-se que ocorre fissuração em todas as seções, deve-se, então, proceder com os cálculos das propriedades das vigas, desconsiderando a região de concreto fissurada do elemento. Para essa determinação, utiliza-se as Equações 139 e 140. Desconsiderou-se a armadura de compressão visto que, nos locais onde não ocorre tração, há somente armaduras porta estribos.

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} \quad (139)$$

$$I_{x,II0} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x_{II} - d)^2 \quad (140)$$

Sendo:

$$a_1 = \frac{b_w}{2}$$

$$a_2 = \alpha_e \cdot A_s$$

$$a_3 = -d \cdot \alpha_e \cdot A_s$$

A posição da linha neutra determinada por meio da equação 139 para cada um dos trechos é apresentado a seguir na Tabela 211.

Tabela 211 - Posição da linha neutra para a seção fissurada

Viga apoio	Trecho	a1 (cm)	a2 (cm ²)	a3 (cm ³)	Xii
V2	P1-P2	8	48,0112	-2092,1	13,4466
V2	P2-P3	8	48,0112	-2092,1	13,4466
V2	P3-P4	8	48,0112	-2092,1	13,4466
V2	P4-P5	8	48,0112	-2092,1	13,4466

Fonte: Autoria própria (2022)

De posse dos valores da posição da linha neutra, determina-se a Inércia no estágio II por meio da Equação 140. Os valores obtidos são apresentados na Tabela 212.

Tabela 212 – Momento de Inércia no estágio II

Viga apoio	Trecho	largura (cm)	Linha neutra estágio II (cm)	Área de aço (cm ²)	αe (Es/Ecs)	Altura útil (cm)	Inércia estágio II (cm ⁴)
V2	P1-P2	16	13,4466	6,13592	7,82461	43,575	56547,644
V2	P2-P3	16	13,4466	6,13592	7,82461	43,575	56547,644
V2	P3-P4	16	13,4466	6,13592	7,82461	43,575	56547,644
V2	P4-P5	16	13,4466	6,13592	7,82461	43,575	56547,644

Fonte: Autoria própria (2022)

Com os resultados obtidos para o momento de inércia para o concreto fissurado, calcula-se a média de Branson, utilizando a Equação 54.

Cálculo para vão entre P1 e P2:

$$M_a \rightarrow 50,700 \text{ kNm}$$

$$M_r \rightarrow 30,233 \text{ kNm}$$

$$I_c \rightarrow 1,6667 * 10^{-3} \text{ m}^{-4}$$

$$I_{II} \rightarrow 5,6548 * 10^{-4} \text{ m}^{-4}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] * I_{II} \leq I_c$$

$$I_{eq} = \left(\frac{30,233}{50,700}\right)^3 * 1,667 * 10^{-3} + \left[1 - \left(\frac{30,233}{50,700}\right)^3\right] * 5,6548 * 10^{-4} = 1,6667 * 10^{-3}$$

$$I_{eq} = 8,281 * 10^{-4} m^4$$

Os resultados obtidos para as demais seções estão apresentados na Tabela 213.

Tabela 213 - Momento de inércia equivalente

Viga apoio	Trecho	Momento de fissuração (kNm)	Momento atuante (kNm)	Inércia seção homogeneizada (cm ⁴)	Inércia estágio II (cm ⁴)	Inércia Equivalente (m ⁴)
V2	P1-P2	30,2333803	75,3	180396,255	56547,644	6,456E-04
V2	P2-P3	30,2333803	84,1	180396,255	56547,644	6,230E-04
V2	P3-P4	30,2333803	83,9	180396,255	56547,644	6,234E-04
V2	P4-P5	30,2333803	80	180396,255	56547,644	6,323E-04

Fonte: Autoria própria (2022)

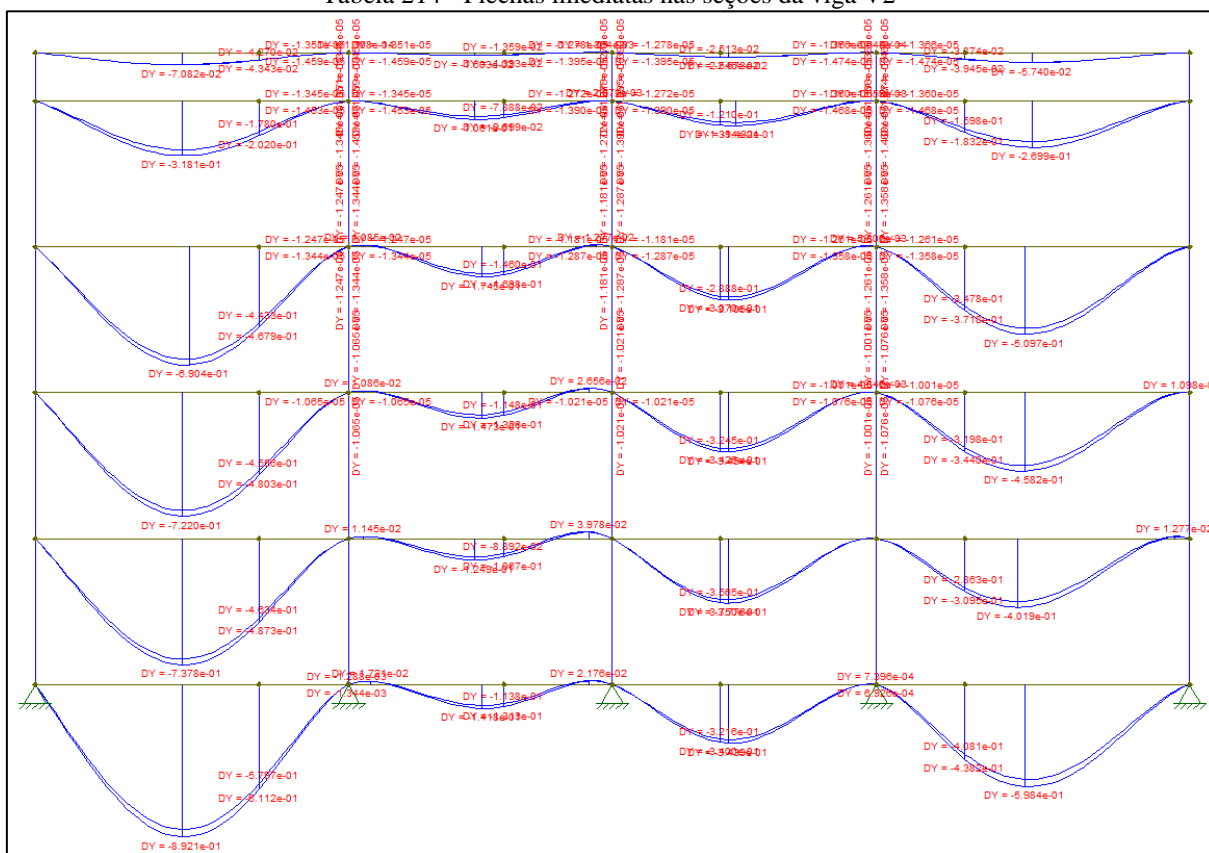
Ao analisar os momentos atuantes na viga V2, percebe-se que em todos os apoios e nas partes centrais do vão os momentos atuantes excedem os momentos de fissuração. Assim, considera-se o momento de inércia como sendo igual ao momento de inércia equivalente no estágio II, dispensando, então, a ponderação.

10.8.2 Análise da flecha imediata

Obtidos os momentos de inércia das seções, parte-se para a determinação da flecha imediata. Para isso, utilizou-se o *Software* Ftool, adotando a combinação de ações quase permanente, obtida por meio da Equação 141 abaixo:

$$F_d = \sum F_{gk} + 0,3 * F_{qk} \quad (141)$$

Tabela 214 - Flechas imediatas nas seções da viga V2



Fonte: Autoria própria com auxílio do *Software* Ftool (2022)

A Tabela 215 apresenta os dados compilados.

Tabela 215 - Flecha imediata máxima em cada trecho

Flecha diferida no t		
Viga apoio	Trecho	Flecha imediata (cm)
V2	P1-P2	0,89
V2	P2-P3	0,14
V2	P3-P4	0,34

Fonte: Autoria própria (2022)

10.8.3 Análise da flecha diferida no tempo

Deve-se levar em conta os efeitos da fluência do concreto. Para isso, faz-se o cálculo da flecha diferida no tempo. A determinação do valor da flecha é feita por meio da utilização

da Equação 64. Sabendo que as vigas ficarão escoradas por 28 dias, tem-se que o α_f será igual a 1,335.

Cálculo para vão entre P1 e P2:

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_f) * f_0 = (1 + 1,335) * 0,8921 = 2,08 \text{ cm}$$

Os valores obtidos para os demais trechos são apresentados na Tabela 216

Tabela 216 - Flecha diferida no tempo para viga V2

Flecha diferida no tempo				
Viga apoio	Trecho	Flecha imediata (cm)	α_f	Flecha diferida no tempo (cm)
V2	P1-P2	0,89	1,335	2,083
V2	P2-P3	0,14	1,335	0,331
V2	P3-P4	0,34	1,335	0,792

Fonte: Autoria própria (2022)

10.8.4 Análise dos deslocamentos limites

10.8.4.1 Limite de aceitabilidade sensorial visual

Com relação ao limite sensorial visual, a NBR 6118:2014 estipula, em seu item 13.3, o limite de $\frac{l}{250}$. Para a comparação com o valor normativo, utiliza-se a flecha diferida ocasionada pelo carregamento total.

Cálculo para vão entre P1 e P2:

$$l_{ef} \rightarrow 6,66 \text{ m}$$

$$f_{\infty} \rightarrow 2,083 \text{ cm}$$

$$\text{Limite normativo: } \frac{l_{ef}}{250} = \frac{666}{250} = 2,664 \text{ cm}$$

$$2,083 \text{ cm} < 2,664 \text{ cm}$$

Logo, atende ao critério.

A análise dos demais trechos quanto ao critério da aceitabilidade sensorial visual é apresentada na Tabela 217.

Tabela 217 - Limite de aceitabilidade sensorial visual

Limite de aceitabilidade sensorial visual					
Viga apoio	Trecho	Vão efetivo (cm)	Flecha diferida no tempo (cm)	Limite normativo	Situação
V2	P1-P2	666	2,083	2,664	OK
V2	P2-P3	521	0,331	2,084	OK
V2	P3-P4	521	0,792	2,084	OK

Fonte: Autoria própria (2022)

10.8.5 Análise dos efeitos em elementos não estruturais

Para verificação do atendimento aos critérios normativos com relação aos efeitos sobre os elementos não estruturais, analisa-se a deflexão sofrida pelo elemento estrutural. A NBR 6118:2014, em seu item 13.3, estabelece que o deslocamento a ser considerado deva ser o observado após a construção da parede, ou seja, a diferença entre a flecha diferida no tempo e a flecha imediata, e este não seja superior ao limite de $l_{vão}/500$. Tendo em vista que todos os trechos da viga possuem alvenaria de vedação apoiada, faz-se então essa análise para todos.

Cálculo para trecho entre P1 e P2:

$$l_{ef} \rightarrow 6,66 \text{ m}$$

$$f_0 \rightarrow 0,37 \text{ cm}$$

$$f_{\infty} \rightarrow f_0 * (1 + \alpha_f) = 0,37x(1 + 1,335) = 0,864 \text{ cm}$$

Deflexão:

$$f_{\infty} - f_0 = 0,864 - 0,370 = 0,494 \text{ cm}$$

Limite normativo:

$$(f_{\infty} - f_0) \leq \begin{cases} \frac{666}{250} = 1,332 \text{ cm} \\ 1,0 \text{ cm} \end{cases}$$

Logo, atende ao critério.

A análise para todos os trechos é apresentada na Tabela 218.

Tabela 218 - Análise dos efeitos dos deslocamentos em elementos não estruturais

Viga apoio	Trecho	Vão efetivo (cm)	Flecha diferida no tempo (cm)	Flecha imediata (cm)	Deflexão (cm)	Limite normativo (cm)	Situação
V2	P1-P2	666	0,864	0,37	0,494	1,000	OK
V2	P2-P3	521	0,117	0,05	0,067	1,000	OK
V2	P3-P4	521	0,047	0,02	0,027	1,000	OK
V2	P4-P5	666	0,841	0,36	0,481	1,000	OK

Fonte: Autoria própria (2022)

10.8.6 Análise de abertura de fissuras

A NBR 6118:2014 preconiza que seja feita a verificação no que tange à abertura de fissuras nos elementos estruturais. Em seu item 13.4.2, a NBR 6118:2014 traz os valores limites, conforme é apresentado na Tabela 219.

Tabela 219 - Limites para abertura de fissuras em função da classe de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

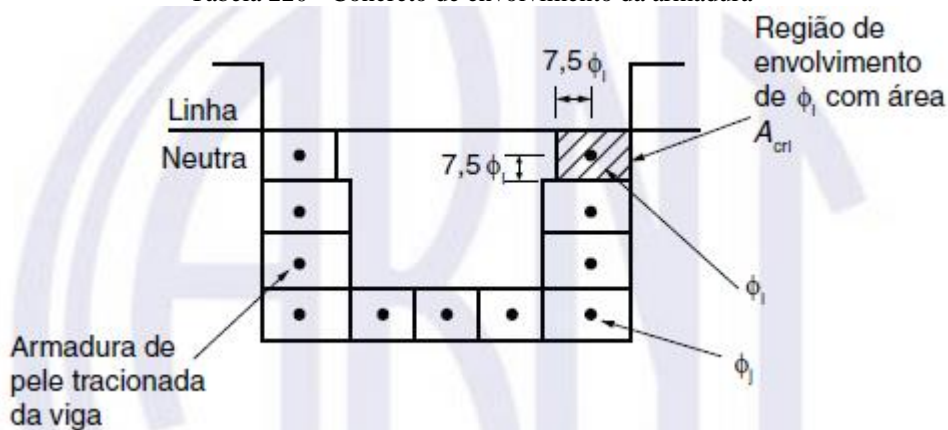
3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Fonte: Tabela 14.2 NBR 6118:2014

Ao analisar a Tabela 219, verifica-se que, para a classe de agressividade de projeto – Classe III –, a fissuração w_k não deve ser superior a 0,3 mm, considera-se a combinação frequente de ações.

De acordo com a ABNT (NBR 6118:2014, p.128), a verificação dos valores de abertura de fissuração é realizada para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras passiva ou ativa aderente. Considera-se uma área de concreto de envolvimento (A_{cr}), constituída de um retângulo cujo lados não distem mais de $7,5\Phi$ em relação ao eixo da barra da armadura, conforme apresentado na Tabela 220.

Tabela 220 - Concreto de envolvimento da armadura



Fonte: Figura 17.3 ABNT NBR 6118:2014

Para determinação do valor característico da abertura de fissuras, utiliza-se a Equação 142.

$$w_k \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{\Phi_l}{12,5 \cdot \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ \frac{\Phi_l}{12,5 \cdot \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{array} \right\} \quad (142)$$

Onde:

Φ_l → Diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada, 12,5 mm para as armaduras positivas;

η_1 → Coeficiente de conformação superficial η_1 da armadura passiva considerada, vale 2,25 para barras de alta aderência (nervuradas) CA-50;

σ_{si} → Tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II, obtida por meio da Equação 143.

E_{si} → Módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro Φ_l , vale 210 GPa para aço CA-50;

$$f_{ctm} \rightarrow 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 * 30^{\frac{2}{3}} = 2,8965 \text{ MPa};$$

ρ_{ri} → Taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação à área da região de envolvimento (A_{cri}).

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha_e * M_{sd,freq} * (d - x_{II})}{I_{II}} \quad (143)$$

Optou-se por calcular o valor característico de abertura de fissura para pior situação. Observou-se que essa ocorre nas regiões com maiores tensões e menor taxa de armadura (ρ_{ri}).

Cálculo para trecho entre P1 e P2:

$$M_{sd,freq} = 81,90 \text{ kNm}$$

$$x_{II} = 13,4466 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 56547,644 \text{ cm}^4$$

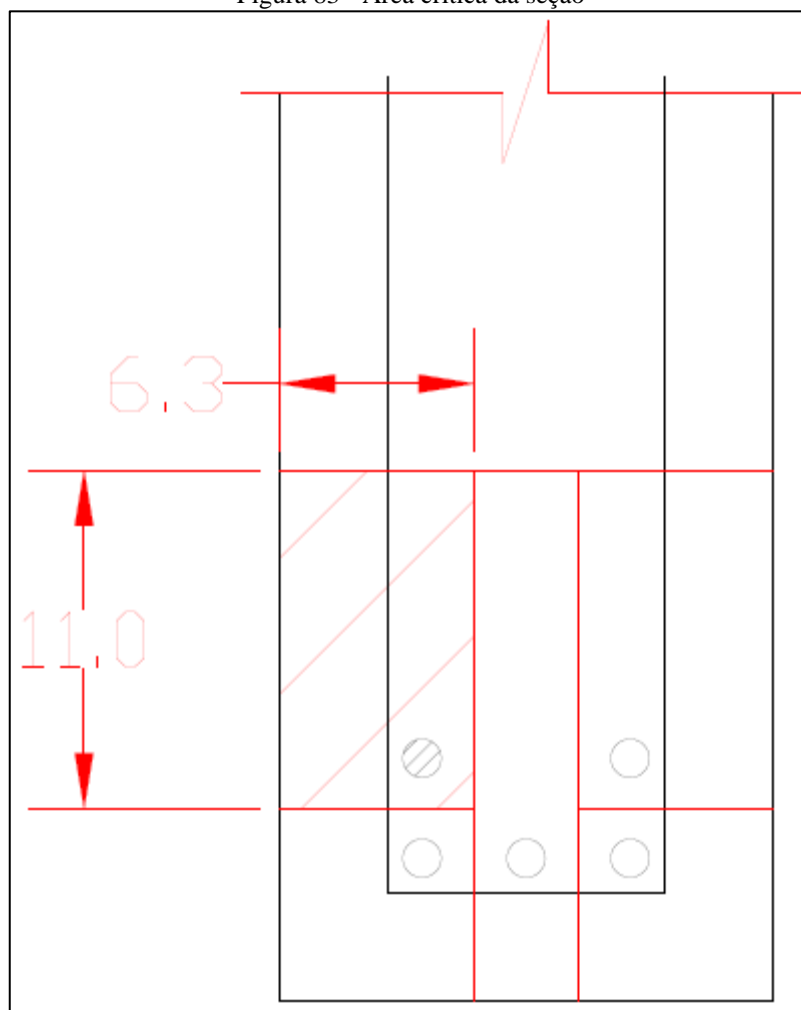
$$\alpha_e = 7,82$$

$$d = 43,575 \text{ cm}$$

$$\sigma_{si} = \frac{15 * 81,90 * 10^3 * (0,43575 - 0,134466)}{56547,644 * 10^{-8}} = 341,434 \text{ MPa}$$

Área crítica da seção está localizada no canto da seção, conforme apresentado na Figura 83.

Figura 83 - Área crítica da seção



Fonte: Autoria própria (2022)

$$A_{cri} = 11,0 * 6,3 = 69,3 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{ri} = \frac{\pi * \frac{1,25^2}{4}}{69,3} = 1,77\%$$

$$w_k \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,25}{12,5 * 2,25} * \frac{341,434}{210000} * \frac{3 * 341,434}{2,8965} \\ \frac{1,25}{12,5 * 2,25} * \frac{341,434}{210000} * \left(\frac{4}{0,0177} + 45 \right) \end{array} \right\} = 0,1957 \text{ mm}$$

Para os demais trechos, os valores da tensão de tração calculados constam na Tabela 221 e os valores característicos de abertura de fissura na Tabela 222.

Tabela 221 - Tensões de tração nas barras

Viga apoio	Trecho	Md, freq (kNm)	Linha neutra (cm)	Inércia Estádio II (cm⁴)	αe (Es/Ecs)	Altura útil (cm)	σ_i (MPa)
V2	P1-P2	81,90	13,45	56547,64	7,82	43,575	341,434
V2	P2-P3	84,10	13,45	56547,64	7,82	43,575	350,606
V2	P3-P4	83,90	13,45	56547,64	7,82	43,575	349,772
V2	P4-P5	80,00	13,45	56547,64	7,82	43,575	333,514

Fonte: Autoria própria (2022)

Tabela 222 - Valores característicos de abertura de fissura

Viga apoio	Trecho	Bitola (mm)	n1	σ_{si} (MPa)	Esi (MPa)	Fctm (MPa)	Acri (cm²)	ρ_{ri}	wk (mm)	Limite normativo (mm)	Situação
V2	P1-P2	12,5	2,25	341,434	210000	2,896	69,3	0,0177	0,1957	0,3	OK
V2	P2-P3	12,5	2,25	350,606	210000	2,896	69,3	0,0177	0,2010	0,3	OK
V2	P3-P4	12,5	2,25	349,772	210000	2,896	69,3	0,0177	0,2005	0,3	OK
V2	P4-P5	12,5	2,25	333,514	210000	2,896	69,3	0,0177	0,1912	0,3	OK

Fonte: Autoria própria (2022)

11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A elaboração, ainda que parcial, do projeto estrutural do edifício apresentado, possibilitou a revisão dos conteúdos abordados nas disciplinas do curso e fomentou a aquisição de novos conhecimentos. Por meio das leituras de bibliografias e dos ensinamentos passados pelo professor orientador, pôde-se aprofundar os conceitos acerca do dimensionamento, detalhamento de estruturas de concreto armado e até de tópicos pouco abordados no curso como é caso da análise da estabilidade global. Além disso, a necessidade de utilização de ferramentas computacionais possibilitou o aumento da familiaridade com os *Softwares*, mecanismos que propiciam ganho de produtividade e auxiliam na mitigação de erros.

Ao comparar os resultados obtidos no pré-dimensionamento dos elementos estruturais calculados com as dimensões necessárias, percebeu-se que as espessuras finais para as lajes se mantiveram iguais às pré-dimensionadas. No tocante ao pilar P1 e a viga V2, as dimensões foram alteradas. Essas mudanças decorreram, principalmente, da necessidade de adequação em relação à estabilidade global. Além de necessárias para a adequação do coeficiente gama z, a alteração facilitou o dimensionamento das peças, tendo em vista o aumento da inércia do elemento verificado.

Um ponto importante abordado neste trabalho, foi a análise da estabilidade global da estrutura. Em decorrência das cargas horárias das matérias e da quantidade de conteúdos abordados nas disciplinas, é um assunto pouco aprofundado durante o curso. Apesar disso, a ABNT, por meio da NBR 6118:2014, salienta a necessidade da análise das estruturas quanto aos critérios relacionados a essa análise, preconizando, também, a consideração das cargas de vento para verificação dos efeitos na estrutura. Ao fazer essa verificação para a estrutura determinada inicialmente, foi possível observar os impactos das cargas horizontais na edificação, por meio dos deslocamentos, e percebeu-se que seria necessário alterar a geometria para adequação aos critérios normativos, garantindo, então, a estabilidade global.

A realização manual dos cálculos para o presente trabalho, bem como a necessidade de busca de conhecimentos, proporcionou um amadurecimento do autor e, ainda, um incremento nos conhecimentos relacionados à confecção de projetos estruturais. Infere-se, pois, que a experiência oportunizada pela elaboração deste pavimentará o caminho profissional do aluno, proporcionando base sólida para o futuro.

12 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

ALBUQUERQUE, A.T. **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. São Carlos, 1998. 97p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. NBR 6120:2019. Rio de Janeiro, RJ, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações**. NBR 6123:1988. Rio de Janeiro, RJ, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. NBR 6118:2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014.

BLESSMANN, Joaquim. **O vento na engenharia estrutural**. 2. ed. Porto Alegre: Editora da Ufrgs, 2013. 240 p.

CARVALHO, Roberto Chusl; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: segundo a nbr 6118:2014. 4. ed. São Carlos: Edufscar, 2014. 415 p.

CHAER, A. V., OLIVEIRA, M. G. D. – **e-book / Notas de Aula – Disciplina Estruturas de Concreto Armado I**. PUC Goiás - Goiânia-GO, 2003.

FERNANDES, Gilson. **Solicitações normais cálculo no estado limite último**. Fevereiro de 2006. Apostila Concreto Armado I. Universidade Estadual de Campinas – Faculdade de Engenharia Civil.

GIONGO, José Samuel. **Concreto Armado: Projeto Estrutural de Edifícios**. São Carlos: Eesc - Usp, 2007. 178 p.

LONGO, Luis Filipe; COELHO, Jano D'Araujo. **Como contraventar uma estrutura**. 2022. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001186613-Como-contraventar-uma-estrutura->. Acesso em: 20 maio 2022.

PERLIN, Lourenço Panosso; PINTO, Roberto Caldas de Andrade; PADARATZ, Ivo J. **Apostila da disciplina estruturas de concreto armado II: notas de aula**, Florianópolis, 2020.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios – Pré dimensionamento capítulo 5**. Departamento de Engenharia de Estruturas. 3 de abril de 2003. Universidade de São Paulo.

PINHEIRO, L. M.; BARALDI L. T.; POREM, M. E. **Estruturas de Concreto: ábacos para flexão oblíqua**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2009.

PINTO, Rivelli da Silva. **Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**, São Carlos, 1997.

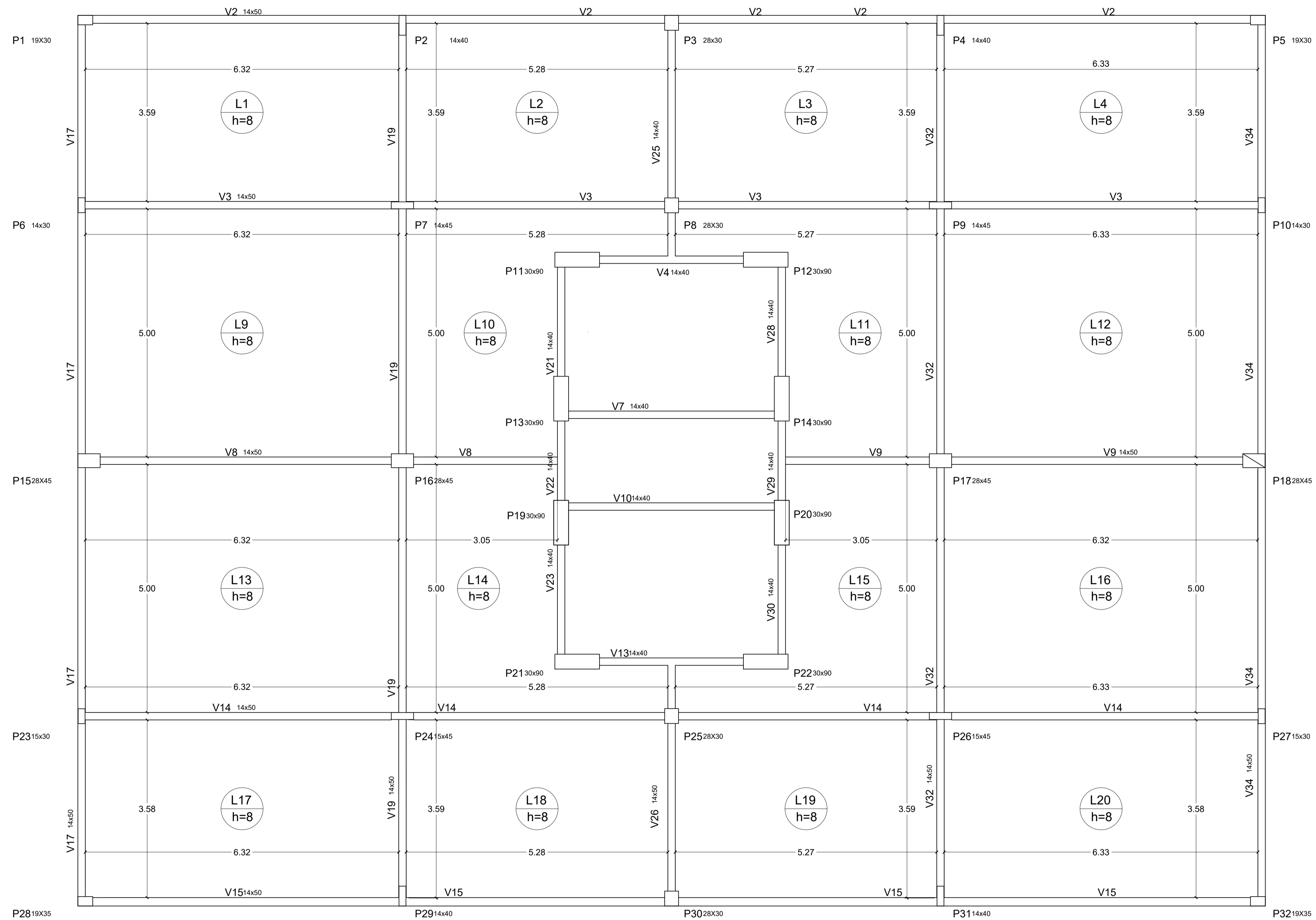
REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **A Concepção Estrutural e a Arquitetura**. São Paulo: Zigurate Editora, 2000. 271 p.

SCHNEIDER, Nelso. **NBR 6118/2014: Considerações sobre os efeitos de 2ª ordem em estruturas de concreto**. 2020.


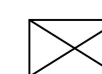

13 APÊNDICES

APÊNDICE A - PROJETO ARQUITETÔNICO

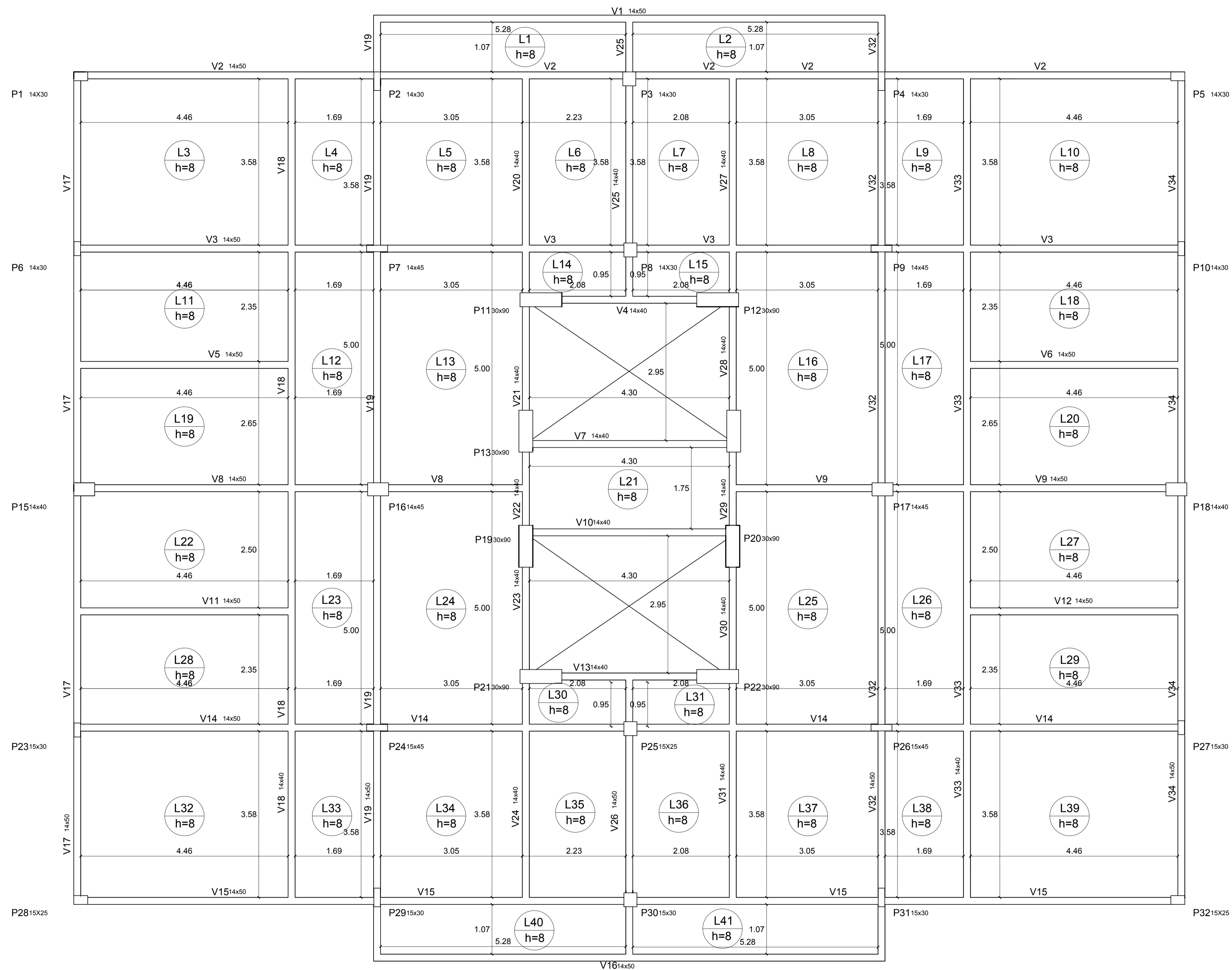
APÊNDICE B - PROJETO ESTRUTURAL



1 Planta de Fôrmas - Pavimento Térreo
Escala: 1/50

-  Pilar que segue
-  Pilar que nasce
-  Pilar que morre

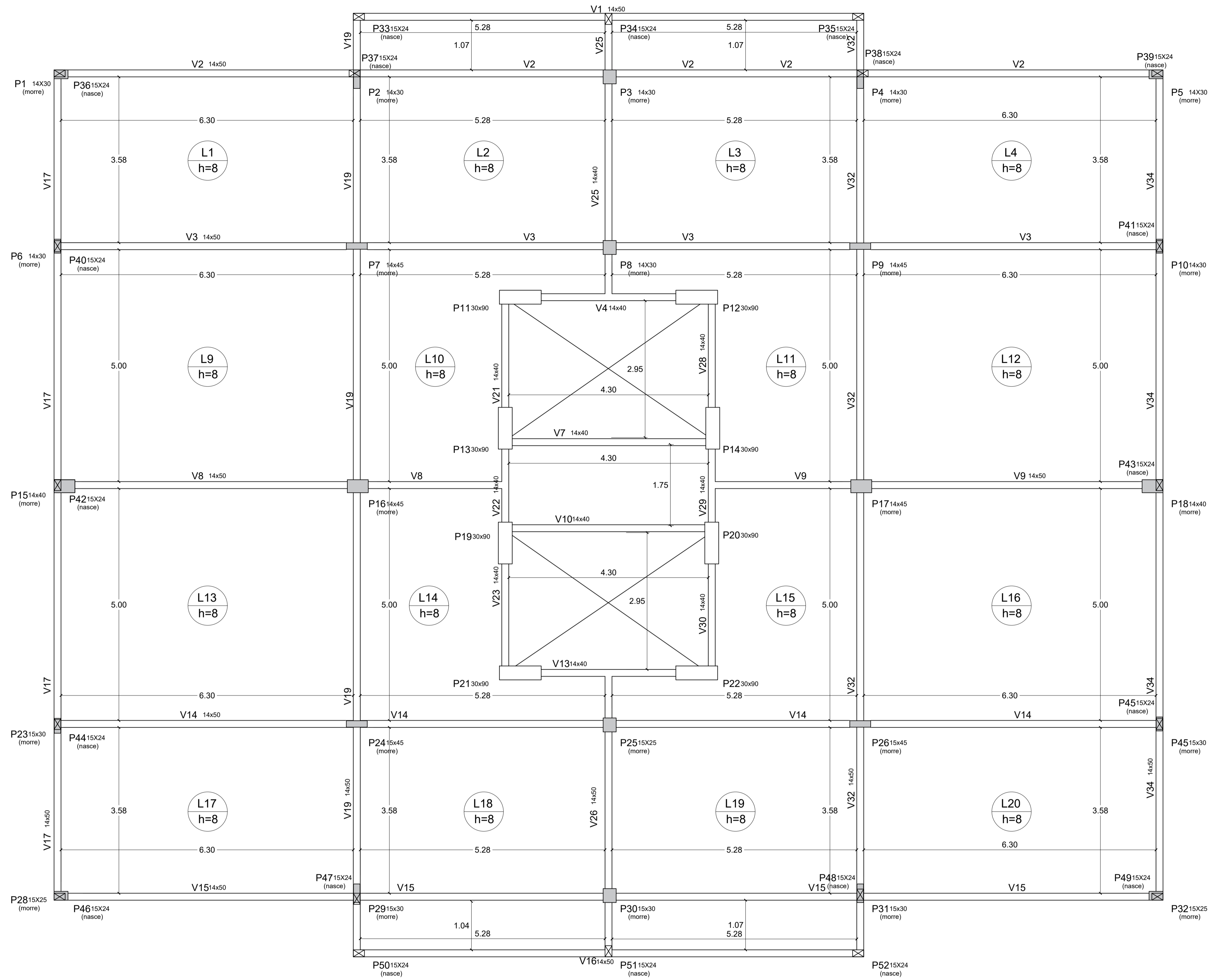
PROJETO:	Estrutural - Trabalho de Conclusão de Curso - UFSC		
Autor:	Leonardo S. Garcia		
Orientador:	Lourenço P. Perlin		
CONTEÚDO:	Projeto Estrutural - Fôrmas Pavimento Térreo	DATA:	10/07/2022
REVISOR:	LSG	ESCALA:	1/50
		FOLHA:	01/04



2 Planta de Fôrmas - Pavimento Tipo
Escala: 1/50

- Pilar que segue
- Pilar que nasce
- Pilar que morre

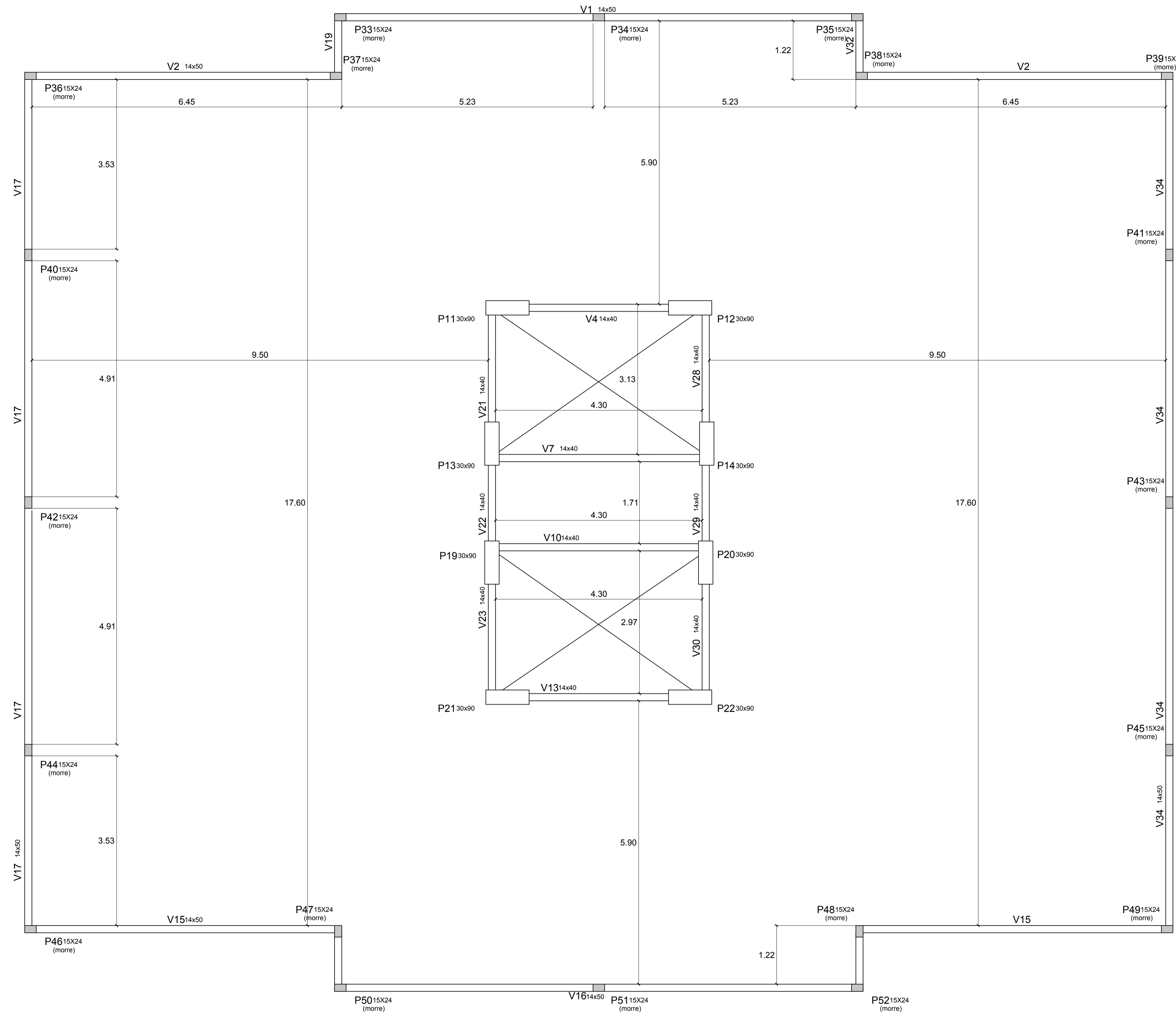
PROJETO:	Estrutural - Trabalho de Conclusão de Curso - UFSC		
Autor:	Leonardo S. Garcia		
Orientador:	Lourenço P. Perlin		
CONTEÚDO:	Projeto Estrutural - Fôrmas Pavimento Tipo	FOLHA:	02/04
REVISOR:	LSG	DATA:	10/07/2022
		ESCALA:	1/50






3 Planta de Fôrmas - Cobertura
Escala: 1/50

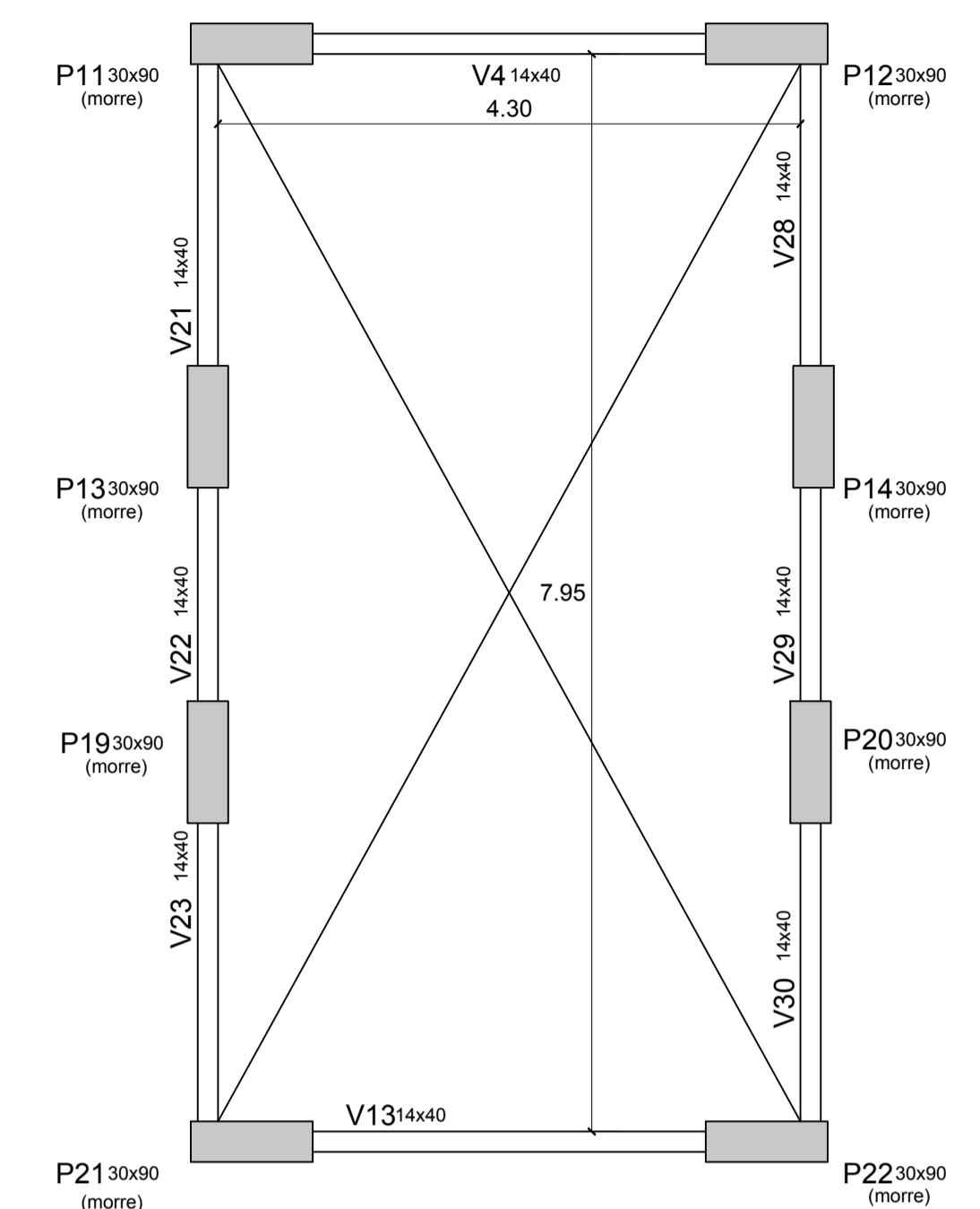
- Pilar que segue
- Pilar que nasce
- Pilar que morre

PROJETO:	Estrutural - Trabalho de Conclusão de Curso - UFSC		
Autor:	Leonardo S. Garcia		
Orientador:	Lourenço P. Perlin		
CONTEÚDO:	Projeto Estrutural - Fôrmas Cobertura	FOLHA:	03/04
REVISOR:	LSG	DATA:	10/07/2022
		ESCALA:	1/50

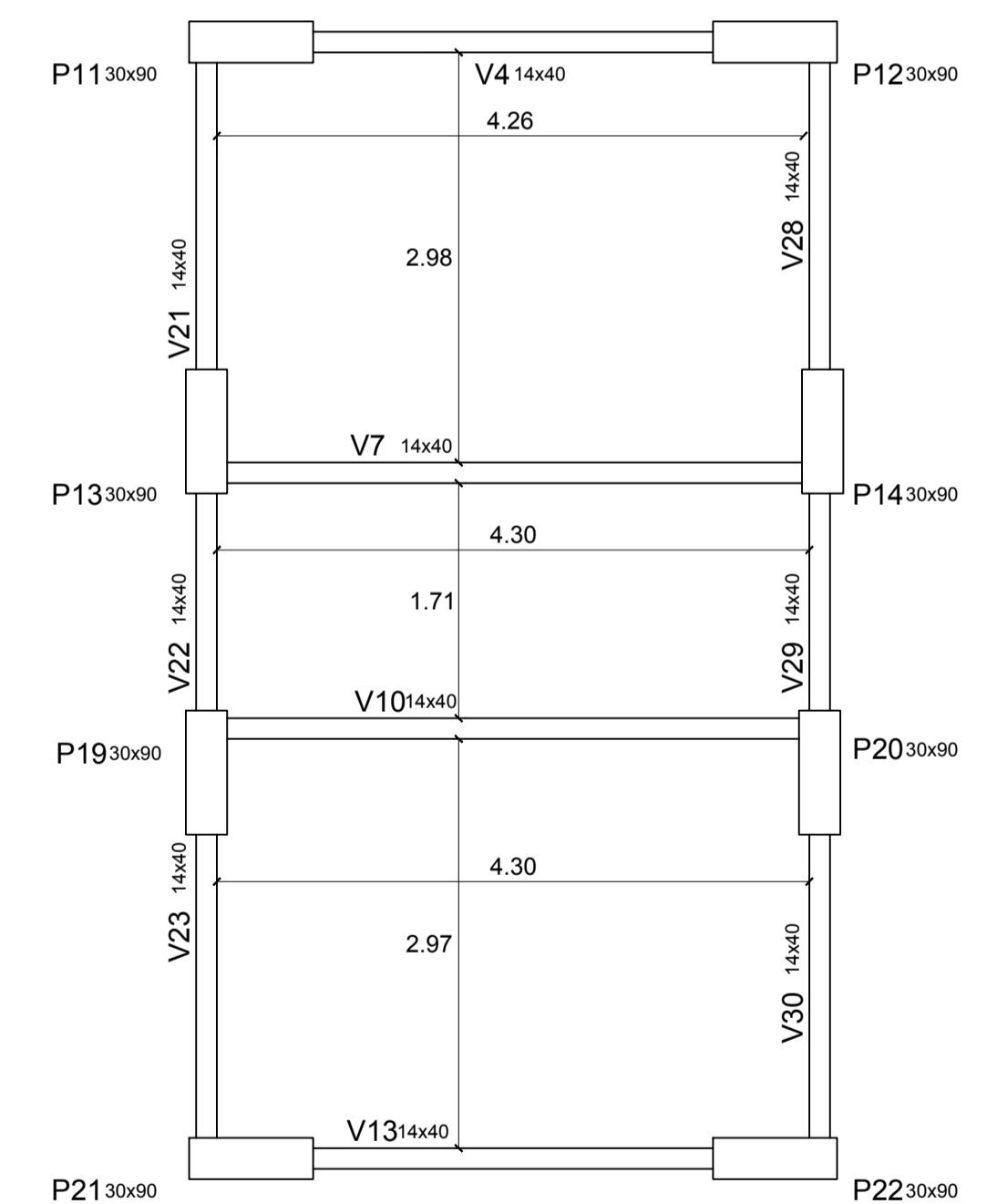


4 Planta de Fôrmas - Barrilete
Escala: 1/50

-  Pilar que segue
-  Pilar que nasce
-  Pilar que morre



6 Planta de Fôrmas - Topo caixa d'água
Escala: 1/50



5 Planta de Fôrmas - Laje caixa d'água
Escala: 1/50

PROJETO:	Estrutural - Trabalho de Conclusão de Curso - UFSC		
Autor:	Leonardo S. Garcia		
Orientador:	Lourenço P. Perlin		
CONTEÚDO:	Projeto Estrutural - Fôrmas Barrilete e Caixa d'água	FOLHA:	04/04
REVISOR:	LSG	DATA:	10/07/2022
		ESCALA:	1/50

Relação do aço

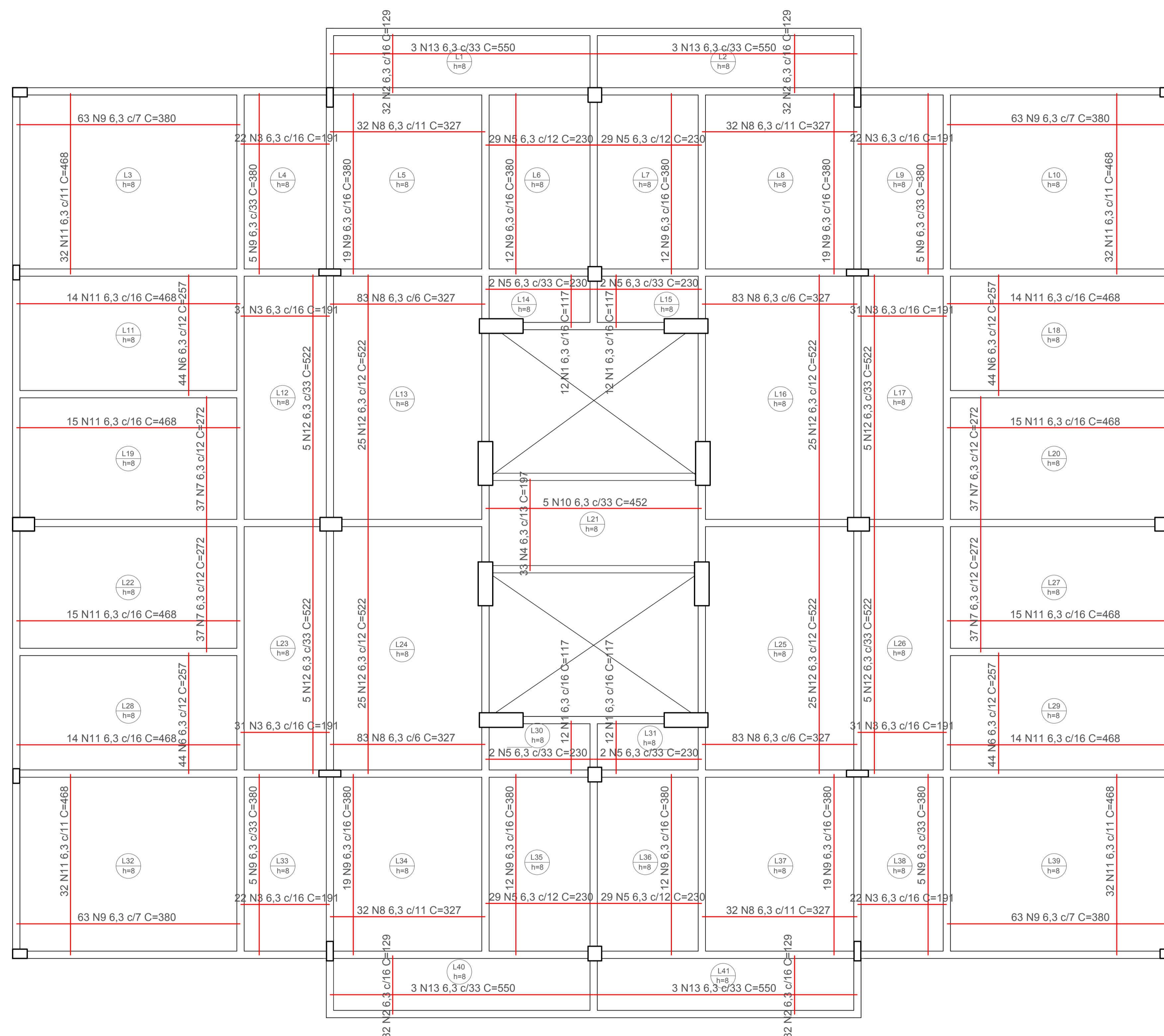
Tipo

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	48	108	5184
	2	6.3	128	120	15360
	3	6.3	212	182	38584
	4	6.3	33	188	6204
	5	6.3	124	221	27404
	6	6.3	176	248	43648
	7	6.3	148	263	38924
	8	6.3	460	182	83720
	9	6.3	340	371	126140
	10	6.3	5	443	2215
	11	6.3	244	459	111996
	12	6.3	120	513	61560
	13	6.3	12	541	6492

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	5674.3	1591.8
PESO TOTAL (kg)			
CA50		1591.8	

Volume de concreto (C-30) = 30.9 m³
 Área de forma = 385.7 m²



1 Det. Lajes Tipo - Armadura Positiva
 Escala: 1/50

PROJETO: Estrutural - Trabalho de Conclusão de Curso - UFSC
 Autor: Leonardo S. Garcia
 Orientador: Lourenço P. Perlin
 CONTEÚDO: Projeto Estrutural - Detalhamento Lajes Tipo - Armadura Positiva
 REVISOR: LSG

FOLHA: 01/04
 ESCALA: 1/50
 DATA: 10/07/2022

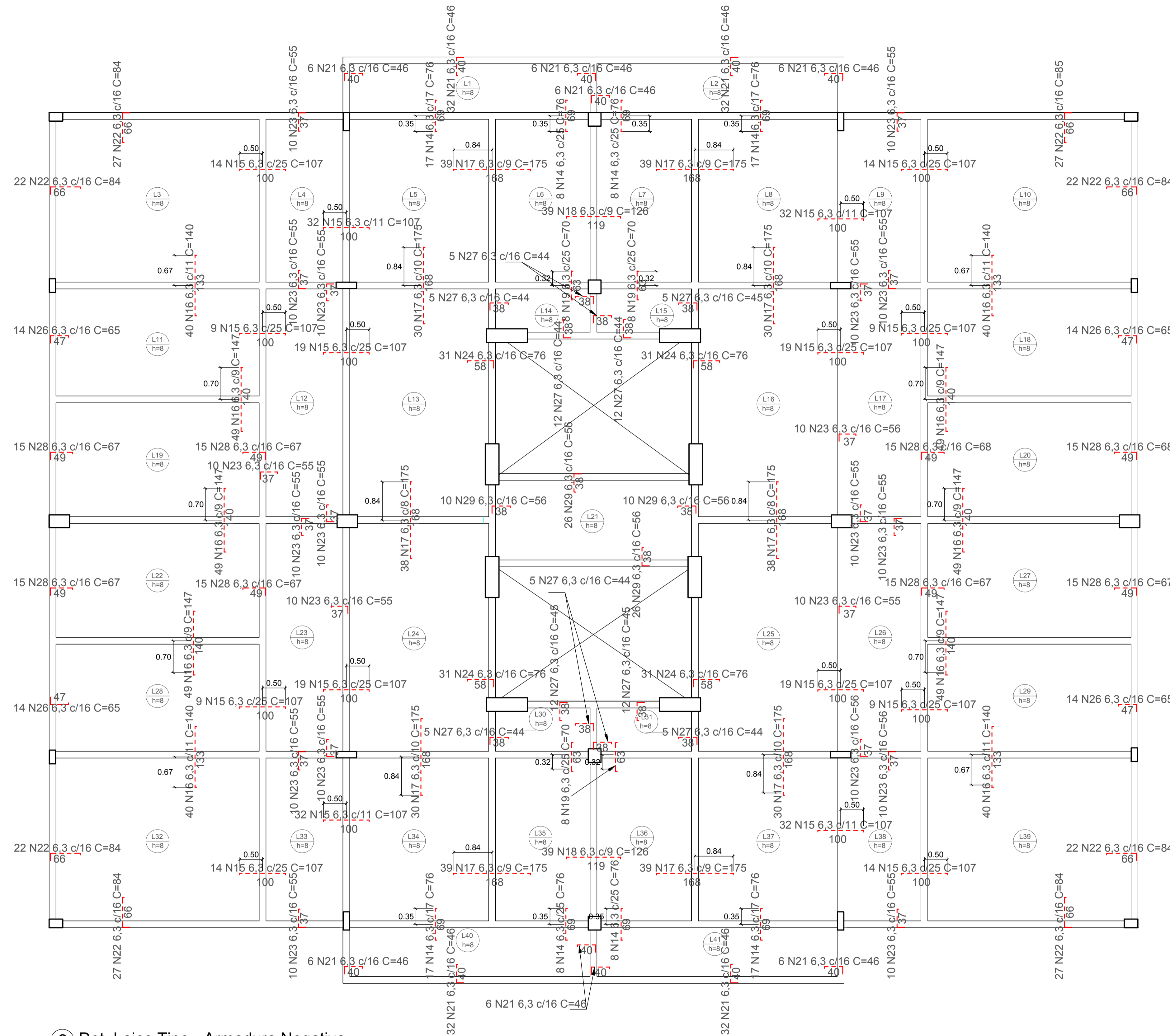
Relação do aço

Tipo

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	14	6.3	100	76	7600
	15	6.3	296	107	31672
	16	6.3	454	140	63560
	17	6.3	550	175	96250
	19	6.3	32	70	2240
	21	6.3	176	47	8272
	22	6.3	196	85	16660
	23	6.3	200	56	11200
	24	6.3	124	77	9548
	26	6.3	56	66	3696
	27	6.3	88	45	3960
	28	6.3	120	68	8160
	29	6.3	72	57	4104

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	2669.2	748.8
PESO TOTAL (kg)			
CA50	748.8		



2 Det. Lajes Tipo - Armadura Negativa
Escala: 1/50

PROJETO: Estrutural - Trabalho de Conclusão de Curso - UFSC

Autor: Leonardo S. Garcia

Orientador: Lourenço P. Perlin

CONTEÚDO: Projeto Estrutural - Detalhamento Lajes Tipo - Armadura Negativa

REVISOR: LSG

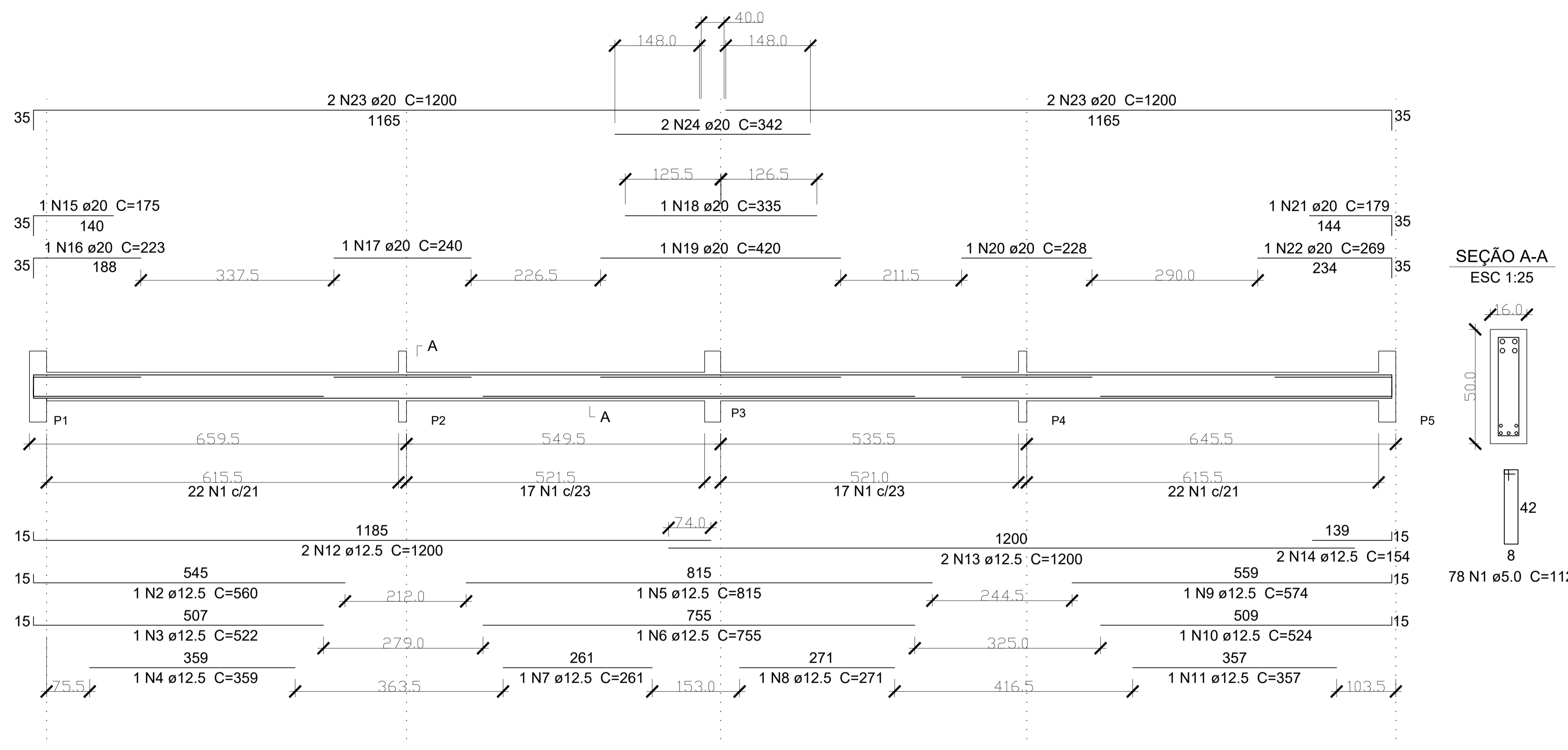
FOLHA: 02/04

DATA: 10/07/2022

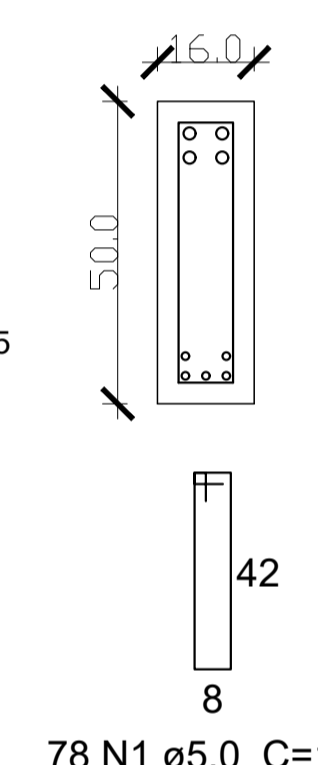
ESCALA: 1/50

Relação do aço

V2.



SEÇÃO A-A
ESC 1:25



AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	78	112	8736
CA50	2	12.5	1	560	560
	3	12.5	1	522	522
	4	12.5	1	359	359
	5	12.5	1	815	815
	6	12.5	1	755	755
	7	12.5	1	261	261
	8	12.5	1	271	271
	9	12.5	1	574	574
	10	12.5	1	524	524
	11	12.5	1	357	357
	12	12.5	2	1200	2400
	13	12.5	2	1200	2400
	14	12.5	2	154	308
	15	20.0	1	175	175
	16	20.0	1	223	223
	17	20.0	1	240	240
	18	20.0	1	335	335
	19	20.0	1	420	420
	20	20.0	1	228	228
	21	20.0	1	179	179
	22	20.0	1	269	269
	23	20.0	4	1200	4800
	24	20.0	2	342	684

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	12.5	101.06	107.1
	20.0	75.0	204.8
CA60	5.0	87.4	14.8

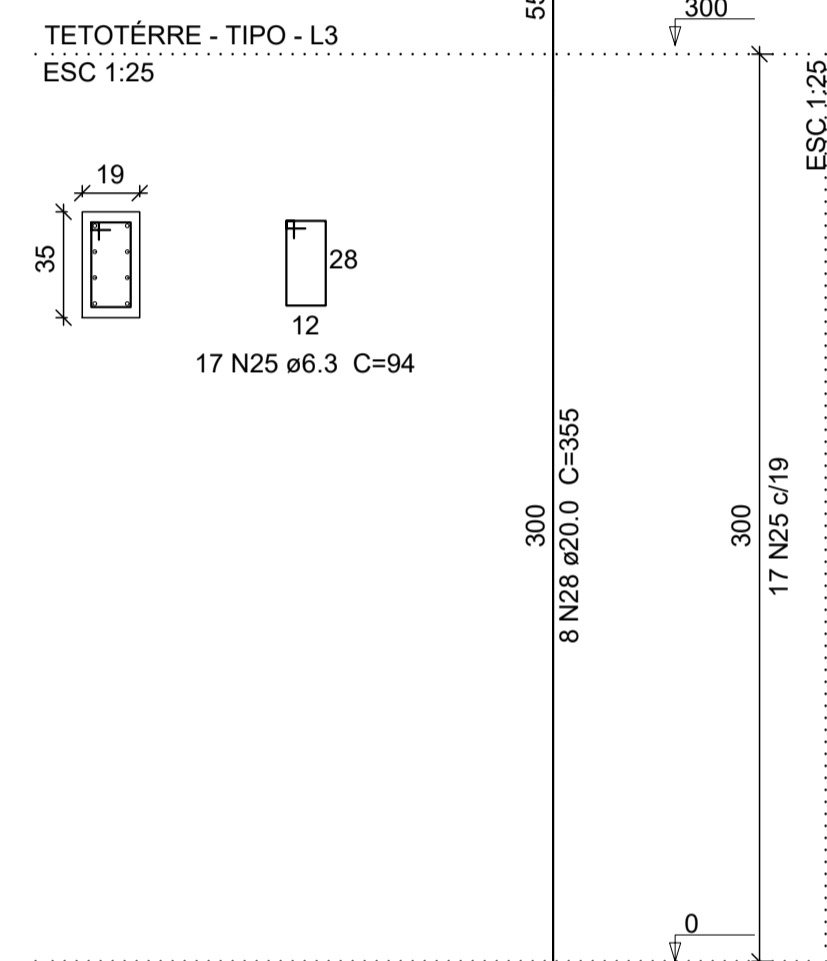
PESO TOTAL (kg)	
CA50	311.9
CA60	14.8

Volume de concreto (C-30) = 1.90 m³
Área de forma = 27.7 m²

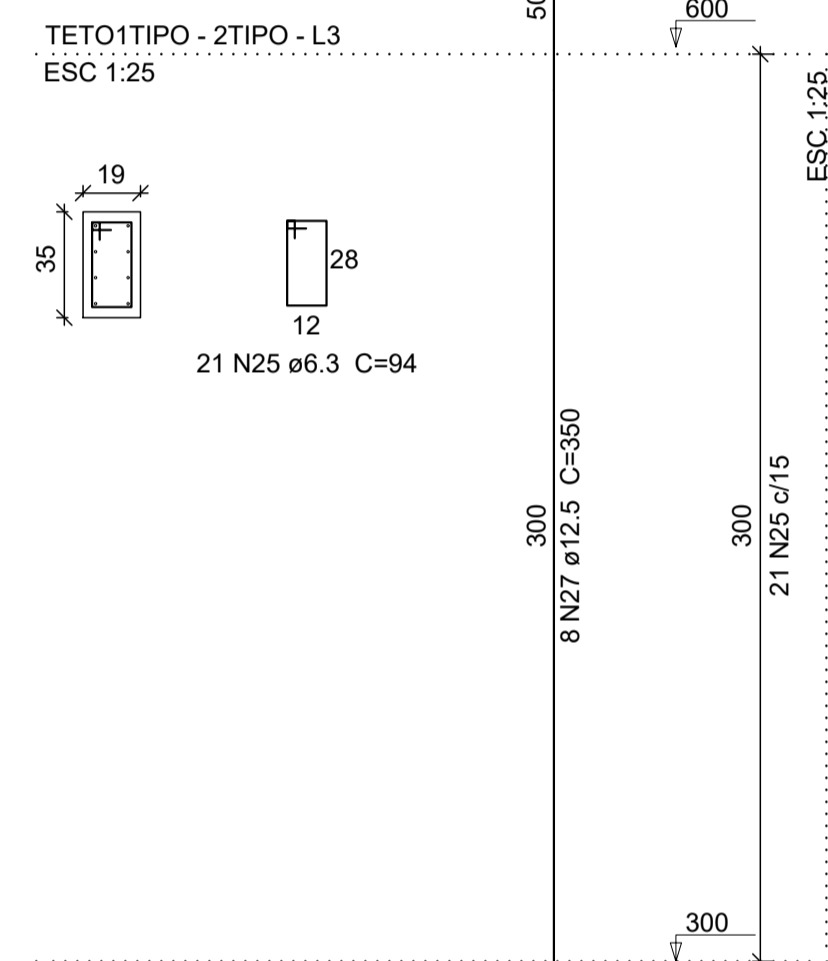
③ Det. - Viga V2
Escala: 1/50

PROJETO:	Estrutural - Trabalho de Conclusão de Curso - UFSC		
Autor:	Leonardo S. Garcia		
Orientador:	Lourenço P. Perlin		
CONTEÚDO:	Projeto Estrutural - Detalhamento	DATA:	10/07/2022
REVISOR:	LSG	ESCALA:	Indicada
		FOLHA:	03/04

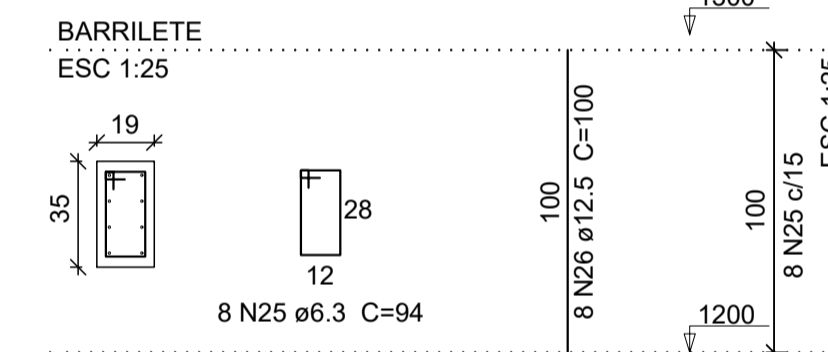
P1 - TÉRREO



3X P1 - TIPO



P1 - COBERTURA



Relação do aço

TIPO	3X P1 TIPO	P1 COBERTURA			
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	25	6.3	88	94	8272
	26	12.5	8	100	800
	27	12.5	24	350	8400
	28	20.0	8	355	2840

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	82.7	23.2
	12.5	92.0	97.5
	20.0	28.4	77.0
PESO TOTAL (kg)			
CA50		197.7	

Volume de concreto (C-30) = 0.87 m³
Área de forma = 14.04 m²

4 Det. - Pilar P1
Escala: 1/25

PROJETO:	Estrutural - Trabalho de Conclusão de Curso - UFSC		
Autor:	Leonardo S. Garcia		
Orientador:	Lourenço P. Perlin		
CONTEÚDO:	Projeto Estrutural - Detalhamento Pilar P1	DATA:	10/07/2022
REVISOR:	LSG	ESCALA:	Indicada
			FOLHA: 04/04