

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CTC - CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**PROJETO ESTRURAL DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL
MULTIFAMILIAR**

LUCAS DA SILVA PRUDÊNCIO

FLORIANÓPOLIS

2018

LUCAS DA SILVA PRUDÊNCIO

**PROJETO ESTRURAL DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL
MULTIFAMILIAR**

Trabalho 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

2018

LUCAS DA SILVA PRUDÊNCIO

**PROJETO ESTRURAL DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL
MULTIFAMILIAR**

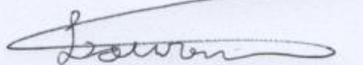
Trabalho Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito parcial exigido pelo curso de
Graduação de Engenharia Civil.

Trabalho aprovado pela comissão examinadora em Florianópolis, 10 de dezembro de 2018.

Prof. Wellington Longuini Repette, Dr.
Coordenador do Curso

Profª. Lia Caetano Bastos, Dra.
Coordenadora do TCC

Banca Examinadora:



Prof. Lourenço Panosso Perlin, Dr.
Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Jano D'Araujo Coelho, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me dado à vida e a força pra chegar até aqui.

Aos meus pais, Pricila da Silva Prudêncio e Alessandro Prudêncio, pelo amor, educação, incentivo e apoio incondicional. Aos meus demais familiares por sempre me incentivarem e acreditarem em minha capacidade. Aos meus amigos da graduação pelos momentos de descontração e por torcerem por mim.

Ao meu orientador, Lourenço Panosso Perlin, pelo suporte, além de suas correções e incentivos.

E a todos que direta ou indiretamente contribuíram para minha formação, tanto acadêmica quanto humana, o meu muito obrigado.

RESUMO

Este trabalho foi elaborado com o intuito de aplicar na prática os ensinamentos obtidos nas disciplinas de concreto armado, elaborando e desenvolvendo um projeto estrutural em concreto armado. Foi utilizada uma abordagem manual de cálculo, utilizando os conhecimentos adquiridos nas disciplinas. Inicialmente foi concebido, pelo próprio autor desse trabalho, o projeto arquitetônico de um edifício multifamiliar, que serviu como base para o projeto estrutural. Para os cálculos foi utilizado o Excel como ferramenta auxiliar para facilitar os cálculos com suas iterações necessárias. Os elementos foram escolhidos de modo a exemplificar quase todos os cálculos necessários para a obtenção de um projeto estrutural. Foram calculadas todas as lajes do pavimento tipo, uma das vigas, uma escada e três pilares.

Palavras-chave: Concreto armado, projeto estrutural, cálculo estrutural.

ABSTRACT

This work was elaborated with the intuition of applying in practice the teachings obtained in the disciplines of reinforced concrete, elaborating and developing a structural project in reinforced concrete. A manual calculation approach was used, using the knowledge acquired in the disciplines. Initially it was conceived, by the author of this work, the architectural design of a multifamily building, which served as the basis for the structural project. For calculations, Excel was used as an auxiliary tool to facilitate calculations with its necessary iterations. The elements were chosen in order to exemplify almost all the calculations necessary to obtain a structural design. All the floor slabs were calculated, one of the beams , one stair and three pillars.

Key-words: Reinforced concrete, structural design, structural analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Planta baixa da garagem	17
Figura 2 - Planta baixa pavimento tipo	18
Figura 3 - Locação.....	19
Figura 4 – Pavimento tipo	22
Figura 5 – Dimensões e nomenclatura	24
Figura 6 - Exemplo das áreas de influência	27
Figura 7 - Áreas de influência	28
Figura 8 - Planta pré-dimensionada.....	30
Figura 9 – Vinculações.....	34
Figura 10 - Casos de vinculação.....	37
Figura 11 - Momentos do ELU	42
Figura 12 - Compatibilização dos momentos.....	44
Figura 13 - Áreas de influência	53
Figura 14 - Áreas de influência	54
Figura 15 - Concreto de envolvimento da armadura.....	64
Figura 16 - Seção laje L2	64
Figura 17 - Planta de armação de um dos apartamentos, armaduras positivas.	66
Figura 18 - Planta de armação de um dos apartamentos, armaduras negativas.	67
Figura 19 - V2	69
Figura 20 – Modelo de pórtico no Ftool, V2.....	70
Figura 21 - Carregamentos V2	70
Figura 22 - Carregamentos, Combinação Última.....	71
Figura 23 - Diagrama dos esforços cortantes, Combinação Última.....	72
Figura 24 - Diagrama dos momentos fletores, Combinação Última.....	72
Figura 25 - Carregamentos, Combinação Frequente.....	72
Figura 26 - Diagrama dos momentos fletores, Combinação Frequente	72
Figura 27 - Carregamentos, Combinação Quase Permanente	72
Figura 28 - Diagrama dos momentos fletores, Combinação Quase Permanente	73
Figura 29 – Carregamentos, Combinação Última.....	75
Figura 30 – Diagrama esforços cortantes, Combinação Última.....	75

Figura 31 – Diagrama momentos fletores, Combinação Última.....	75
Figura 32 - Carregamentos, Combinação Frequente.....	76
Figura 33 - Diagrama dos momentos fletores, Combinação Frequente	76
Figura 34 - Carregamentos, Combinação Quase Permanente.....	76
Figura 35 - Diagrama dos momentos fletores, Combinação Quase Permanente	76
Figura 36 - Corte de barras longitudinais.....	82
Figura 37 - Esquema genérico.....	83
Figura 38 - Decalagem das barras sobre P4	84
Figura 39 - Detalhamento do gancho da armadura negativa.....	88
Figura 40 - Detalhamento de V2	88
Figura 41 - Seção de corte e detalhamento dos estribos.....	89
Figura 42 - Gráfico dos deslocamentos	92
Figura 43 - Área crítica V2a.....	95
Figura 44 - Planta baixa.....	98
Figura 45 - Corte	98
Figura 46 – Carregamentos E.L.U., vão 01.....	101
Figura 47 – Diagrama dos esforços cortantes, E.L.U., vão 01.....	101
Figura 48 - Diagrama dos momentos fletores, E.L.U., vão 01.....	101
Figura 49 - Carregamentos E.L.U., vão 02.	102
Figura 50 - Diagrama dos esforços cortantes, E.L.U., vão 02.....	102
Figura 51 - Diagrama dos momentos fletores, E.L.U., vão 02.....	102
Figura 52 - Carregamentos E.L.S., combinação frequente, vão 01.....	102
Figura 53 – Diagrama dos momentos fletores E.L.S., combinação frequente, vão 01.	102
Figura 54 - Carregamentos E.L.S., combinação quase permanente, vão 01.....	103
Figura 55 – Diagrama dos momentos fletores E.L.S., combinação quase permanente, vão 01.	103
Figura 56 - Concreto de envolvimento da armadura.....	111
Figura 57 - Área crítica	111
Figura 57 - Detalhamento do vão 01.....	113
Figura 58 - Detalhamento do vão 02.....	113
Figura 59 - Planta esquemática da garagem.....	115
Figura 60 - Carregamentos, Estado Limite Último.	118
Figura 61 - Diagrama esforços normais, Estado Limite Último.	118

Figura 62 - Diagrama momentos fletores, Estado Limite Último.....	119
Figura 63 - Carregamentos, Estado Limite Último.....	120
Figura 64 - Diagrama esforços normais, Estado Limite Último.....	120
Figura 65 - Diagrama momentos fletores, Estado Limite Último.....	121
Figura 66 - Orientação P12.....	122
Figura 67 - Proteção contra Flambagem das barras.....	138
Figura 68 - Detalhe da barra com gancho.....	138
Figura 70 – Envoltória P12.....	140
Figura 69 - Carregamentos, Estado Limite Último.....	143
Figura 70 - Diagrama de esforços cortantes, Estado Limite Último.....	144
Figura 71 - Carregamentos, Estado Limite Último.....	145
Figura 72 - Diagrama esforços normais, Estado Limite Último.....	146
Figura 73 - Diagrama momentos fletores, Estado Limite Último.....	146
Figura 74 - Carregamentos, Estado Limite Último.....	147
Figura 75 - Diagrama esforços cortantes, Estado Limite Último.....	147
Figura 76 - Carregamentos, Estado Limite Último.....	148
Figura 77 - Diagrama esforços normais, Estado Limite Último.....	149
Figura 78 - Diagrama momentos fletores, Estado Limite Último.....	149
Figura 79 - Orientação P8.....	150
Figura 70 – Envoltória P8.....	166
Figura 80 - Carregamentos, Estado Limite Último.....	167
Figura 81 - Diagrama esforços normais, Estado Limite Último.....	168
Figura 82 - Diagrama momentos fletores, Estado Limite Último.....	168
Figura 83 - Carregamentos, Estado Limite Último.....	169
Figura 84 - Diagrama esforços normais, Estado Limite Último.....	170
Figura 85 - Diagrama momentos fletores, Estado Limite Último.....	170
Figura 86 - Orientação P1.....	172
Figura 70 – Envoltória P1.....	186

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental (CAA).....	20
Tabela 2 - Pré-dimensionamento das lajes	25
Tabela 3 - Pré-dimensionamento das vigas.....	26
Tabela 4 - Pré-dimensionamento dos pilares	29
Tabela 5 - Vãos Efetivos	32
Tabela 6 – Armação das lajes.....	33
Tabela 7 – Carregamentos permanentes.....	34
Tabela 8 – Carregamentos encontrados.....	36
Tabela 9 – Coeficiente α	38
Tabela 10 – Coeficientes μ_x , μ_x , μ_x , μ_x	39
Tabela 11 – Coeficientes μ_x , μ_x , μ_x , μ_x	40
Tabela 12 - Armaduras positivas.....	47
Tabela 13 - Comprimento de corte.....	49
Tabela 14 - Armaduras negativas.....	51
Tabela 15 - Detalhamento das armaduras	52
Tabela 16 - Reações de apoio.....	55
Tabela 17 - Dados de entrada F_{tool}	70
Tabela 18 - Carga gerada pela V13	71
Tabela 19 - Armaduras longitudinais	79
Tabela 20 - Comprimento de Corte.....	85
Tabela 21 – heq	92
Tabela 22 - Abertura de Fissuras.....	96
Tabela 23 – Carregamentos	100
Tabela 24 - Carregamento gerado por V6.....	117
Tabela 25 - Reações V10.....	117
Tabela 26 - Reações V8.....	119
Tabela 27 - Esforços normais do P12 (kN)	122
Tabela 28 - Momentos fletores.....	123
Tabela 29 - Momentos mínimos de 1ª ordem.....	124
Tabela 30 - Comprimento equivalente	125
Tabela 31 - Índices de esbeltez.....	125
Tabela 32 - ab	126

Tabela 33 - Excentricidades limites	127
Tabela 34 - $\alpha b * M_a$	128
Tabela 35 - Situações de cálculo, momentos em kNm.....	129
Tabela 36 - Dados de entrada nos ábacos e ω encontrados.....	131
Tabela 37 - ω adotados e armaduras resultantes	132
Tabela 38 - Armaduras mínimas	132
Tabela 39 - Espaçamento efetivo, eL	133
Tabela 40 – Espaçamentos	134
Tabela 41 - Taxa de armadura	135
Tabela 42 - Comprimentos de traspasse.....	136
Tabela 43 - Espaçamentos	137
Tabela 44 - Estribos complementares	138
Tabela 45 - Carregamento gerado por V7	141
Tabela 46 - Resultados finais obtidos.....	142
Tabela 47 - Resultados finais obtidos.....	142
Tabela 48 – Reações V15	143
Tabela 49 - Reações V4.....	145
Tabela 50 - Reações V1.....	147
Tabela 51 – Reações V16.....	148
Tabela 52 - Esforços normais do P8 (kN)	150
Tabela 53 - Momentos fletores.....	151
Tabela 54 - Momentos mínimos de 1ª ordem.....	152
Tabela 55 - Comprimento equivalente	153
Tabela 56 - Índices de esbeltez.....	153
Tabela 57 - αb	154
Tabela 58 - Excentricidades limites	154
Tabela 59 - Momento de segunda ordem P8.....	155
Tabela 60 - $\alpha b * M_a$	155
Tabela 61 - Situações de cálculo, momentos em kNm.....	156
Tabela 62 - Dados de entrada nos ábacos e ω encontrados.....	158
Tabela 63 - ω adotados e armaduras resultantes	158
Tabela 64 - Armaduras mínimas	159
Tabela 65 - Espaçamento efetivo, eL	160

Tabela 66 – Espaçamentos	161
Tabela 67 - Taxa de armadura	162
Tabela 68 - Comprimentos de traspasse	163
Tabela 69 - Espaçamentos	164
Tabela 70 - Estribos complementares	164
Tabela 71 - Reações V11	169
Tabela 72 - Esforços normais do P1 (kN)	171
Tabela 73 - Momentos fletores	172
Tabela 74 - Momentos mínimos de 1ª ordem	173
Tabela 75 - Comprimento equivalente	174
Tabela 76 - Índices de esbeltez	174
Tabela 77 - ab	175
Tabela 78 - Excentricidades limites direção x	175
Tabela 79 - Excentricidades limites direção y	176
Tabela 80 - $ab*Ma$	176
Tabela 81 - Situações de cálculo, momentos em kNm	177
Tabela 82 - Dados de entrada nos ábacos e ω encontrados	179
Tabela 83 - ω adotados e armaduras resultantes	179
Tabela 84 - Armaduras mínimas	180
Tabela 85 - Espaçamento efetivo, eL	181
Tabela 86 – Espaçamentos	182
Tabela 87 - Taxa de armadura	183
Tabela 88 - Comprimentos de traspasse	184
Tabela 89 - Espaçamentos	184

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVOS.....	15
1.1.1	Objetivo Geral	15
1.1.2	Objetivos Específicos.....	15
1.2	Limitações	16
2	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	17
2.1	APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA	17
2.1.1	Localização.....	18
2.1.2	Classe de Agressividade Ambiental	19
2.1.3	Materiais Utilizados	20
2.1.3.1	Concreto	20
2.1.3.2	Aço	21
2.1.4	Cobrimentos.....	21
2.2	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E PRÉ-DIMENSIONAMENTO	22
2.2.1	Concepção Estrutural	22
2.2.2	Pré-Dimensionamento.....	23
3	CÁLCULO DAS LAJES	31
3.1	LAJE L2	31
3.1.1	Vãos efetivos.....	31
3.1.2	Tipos de armação.....	32
3.1.3	Casos de vinculação.....	33
3.1.4	Carregamentos.....	34
3.1.5	Determinação das Flechas Elásticas e dos Momentos Fletores.....	36
3.1.5.1	Lajes armadas em uma direção	36
3.1.5.2	Armada em duas direções.....	37
3.1.6	Estado Limite Último – Flexão.....	41

3.1.6.1	Momentos Máximos.....	41
3.1.6.2	Compatibilização dos Momentos	43
3.1.6.3	Armaduras Positivas.....	45
3.1.6.3.1	<i>Armadura Mínima</i>	46
3.1.6.3.2	<i>Definição da Armadura</i>	47
3.1.6.4	Armaduras Negativas	49
3.1.6.4.1	<i>Armadura Mínima</i>	50
3.1.6.4.2	<i>Definição da Armadura</i>	51
3.1.7	Estado Limite Último - Cisalhamento	52
3.1.7.1	Reações de Apoio.....	53
3.1.7.2	Biela Tracionada.....	56
3.1.7.3	Biela Comprimida	56
3.1.8	Estado Limite de Serviço – Deformação Excessiva.....	57
3.1.8.1	Momento de Fissuração.....	57
3.1.8.2	Momentos de Serviço.....	57
3.1.8.3	Flecha Imediata	58
3.1.8.4	Flecha adicional diferida no tempo	61
3.1.8.5	Flecha total	62
3.1.8.6	Flechas Admissíveis	62
3.1.8.6.1	<i>Flecha para Aceitabilidade Visual</i>	62
3.1.8.6.2	<i>Flecha para Aceitabilidade Sensorial de Vibrações</i>	62
3.1.8.6.3	<i>Presença de Paredes</i>	62
3.1.9	Estado Limite de Serviço - Abertura de Fissuras.....	63
3.1.10	Planta de Armação	66
4	CÁLCULO MANUAL DA VIGA.....	68
4.1	VIGA V2	68
4.1.1	Pré-dimensionamento	68

4.1.2	Vãos efetivos.....	68
4.1.3	Modelo Estrutural	69
4.1.4	Carregamentos e esforços	70
4.1.5	Estado Limite Último	73
4.1.5.1	Momentos Máximos.....	73
4.1.5.2	Armadura Longitudinal	73
4.1.5.2.1	<i>Armadura Mínima</i>	<i>77</i>
4.1.5.2.2	<i>Definição da Armadura.....</i>	<i>77</i>
4.1.5.3	Armaduras Transversais	79
4.1.5.3.1	<i>Espaçamento de estribos.....</i>	<i>81</i>
4.1.5.4	Armadura de Suspensão	81
4.1.5.5	Detalhamento longitudinal da viga.....	82
4.1.5.5.1	<i>Cortes das Armaduras.....</i>	<i>82</i>
4.1.5.5.2	<i>Ancoragem nos apoios</i>	<i>85</i>
4.1.5.5.3	<i>Desenho.....</i>	<i>88</i>
4.1.6	Estado Limite de Serviço	89
4.1.6.1	Momento de Fissuração.....	89
4.1.6.2	Flechas.....	90
4.1.6.2.1	<i>Flecha Imediata.....</i>	<i>90</i>
4.1.6.2.2	<i>Flecha adicional diferida no tempo</i>	<i>93</i>
4.1.6.2.3	<i>Flecha total.....</i>	<i>93</i>
4.1.6.3	Flechas Admissíveis	93
4.1.6.3.1	<i>Flecha para Aceitabilidade Visual.....</i>	<i>93</i>
4.1.6.3.2	<i>Flecha Devido à Presença de Paredes.....</i>	<i>94</i>
4.1.6.4	Abertura de Fissuras	94
5	CÁLCULO MANUAL DA ESCADA.....	97
5.1	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	99

5.2	VÃOS EFETIVOS	99
5.3	CARREGAMENTOS	100
5.4	ESFORÇOS OBTIDOS	101
5.5	ESTADO LIMITE ÚLTIMO	103
5.5.1	Flexão.....	103
5.5.1.1	Armadura Principal	103
5.5.1.1.1	<i>Armadura Mínima.....</i>	<i>104</i>
5.5.1.1.2	<i>Definição da Armadura.....</i>	<i>105</i>
5.5.1.2	Armadura de Distribuição	105
5.5.1.2.1	<i>Definição da Armadura.....</i>	<i>106</i>
5.5.2	CISALHAMENTO.....	106
5.5.2.1	Diagonais Tractionadas	106
5.5.2.2	Bielas Comprimidas	107
5.6	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	107
5.6.1	MOMENTO DE FISSURAÇÃO	107
5.6.2	Flechas.....	108
5.6.2.1	Flecha Imediata	108
5.6.2.2	Flecha adicional diferida no tempo	109
5.6.2.3	Flecha total	109
5.6.3	Flechas Admissíveis.....	110
5.6.3.1	Flecha para Aceitabilidade Visual.....	110
5.6.3.2	Flecha para Aceitabilidade Sensorial de Vibrações	110
5.6.4	Abertura de Fissuras.....	110
5.7	DETALHAMENTO	112
6	CÁLCULO MANUAL DOS PILARES	114
6.1	DISTRIBUIÇÃO DOS CARREGAMENTOS	114
6.2	GARAGEM.....	114

6.3	PILAR DE BORDA – P12.....	116
6.3.1	Esforços de 1ª Ordem.....	116
6.3.1.1	Viga V6.....	116
6.3.1.2	Viga V10.....	117
6.3.1.3	Viga V8.....	119
6.3.1.4	Esforços de 1ª Ordem.....	121
6.3.2	Imperfeições geométricas locais.....	123
6.3.3	Esbeltez.....	124
6.3.4	Esbeltez Limite.....	126
6.3.5	Momentos de 2ª ordem.....	127
6.3.6	Situações de cálculo.....	128
6.3.7	Armadura Longitudinal.....	130
6.3.7.1	Ábacos.....	130
6.3.7.2	Detalhamento.....	132
6.3.7.2.1	<i>Armadura Mínima.....</i>	<i>132</i>
6.3.7.2.2	<i>Espaçamento máximo entre eixos.....</i>	<i>132</i>
6.3.7.2.3	<i>Espaçamento mínimo entre faces.....</i>	<i>133</i>
6.3.7.2.4	<i>Taxa de armadura limites.....</i>	<i>135</i>
6.3.7.2.5	<i>Comprimento de traspasse.....</i>	<i>135</i>
6.3.8	Armadura Transversal.....	137
6.3.8.1	Estribos suplementares.....	137
7	Pavimento.....	138
7.1.1	Verificação por envoltória.....	139
7.2	PILAR INTERNO – P8.....	141
7.2.1	Carregamentos e esforços.....	141
7.2.1.1	Viga V7.....	141
7.2.1.2	Viga V9.....	141

7.2.1.3	Viga VE.....	142
7.2.1.4	Viga V15	142
7.2.1.5	Viga V4	144
7.2.1.6	Viga V1	147
7.2.1.7	Viga V16	148
7.2.1.8	Esforços de 1ª Ordem.....	150
7.2.2	Imperfeições geométricas locais	151
7.2.3	Esbeltez.....	152
7.2.4	Esbeltez Limite	153
7.2.5	Momentos de 2ª ordem.....	155
7.2.6	Situações de cálculo	155
7.2.7	Armadura Longitudinal	157
7.2.7.1	Ábacos.....	157
7.2.7.2	Detalhamento.....	159
7.2.7.2.1	<i>Armadura Mínima</i>	<i>159</i>
7.2.7.2.2	<i>Espaçamento máximo entre eixos</i>	<i>159</i>
7.2.7.2.3	<i>Espaçamento mínimo entre faces</i>	<i>160</i>
7.2.7.2.4	<i>Taxa de armadura limites.....</i>	<i>161</i>
7.2.7.2.5	<i>Comprimento de traspasse</i>	<i>162</i>
7.2.8	Armadura Transversal	163
7.2.8.1	Estribos suplementares	164
8	Pavimento	164
8.1.1	Verificação por envoltória	165
8.2	PILAR DE CANTO – P1	167
8.2.1	Carregamentos e esforços	167
8.2.1.1	Viga V2	167
8.2.1.2	Viga V11	169

8.2.1.3	Esforços de 1ª Ordem	171
8.2.2	Imperfeições geométricas locais	172
8.2.3	Esbeltez.....	173
8.2.4	Esbeltez Limite	174
8.2.5	Momentos de 2ª ordem.....	176
8.2.6	Situações de cálculo	176
8.2.7	Armadura Longitudinal	178
8.2.7.1	Detalhamento.....	180
8.2.7.1.1	<i>Armadura Mínima</i>	<i>180</i>
8.2.7.1.2	<i>Espaçamento máximo entre eixos</i>	<i>180</i>
8.2.7.1.3	<i>Espaçamento mínimo entre faces</i>	<i>181</i>
8.2.7.1.4	<i>Taxa de armadura limites.....</i>	<i>182</i>
8.2.7.1.5	<i>Comprimento de traspasse</i>	<i>183</i>
8.2.8	Armadura Transversal	184
8.2.8.1	Estribos suplementares	185
8.2.9	Verificação por envoltória	185
9	CONCLUSÃO	188
10	REFERÊNCIAS	189

1 INTRODUÇÃO

Esse trabalho abordará o dimensionamento de elementos estruturais de um projeto em concreto armado de uma edificação residencial multifamiliar. O projeto arquitetônico foi concebido pelo próprio autor deste trabalho, sendo o mesmo simples e claro, porém contendo todos os elementos básicos de uma estrutura usual. Deste modo, essa estrutura pode prover os meios necessários para consolidar parte dos conhecimentos obtidos ao longo do curso de Engenharia Civil no que diz respeito ao cálculo estrutural.

Inicialmente será descrita a edificação, com a exibição da planta arquitetônica. Então será abordada a localização da estrutura e suas relações com a classe de agressividade ambiental, cobertura, concreto e aços adotados.

A partir destes dados iniciais será efetuado o pré-dimensionamento da estrutura, seguindo regras constantes em bibliografias indicadas. Esse pré-dimensionamento resultará na planta de formas da edificação que será utilizada para calcular os esforços nos elementos para posterior dimensionamento.

O dimensionamento será realizado através dos procedimentos apresentados nas disciplinas de Concreto Armado durante a graduação calculando manualmente os principais elementos estruturais do edifício em questão, observando todas as recomendações da NBR 6118/2014, excluindo as limitações listadas no item 1.2. Foram utilizadas ferramentas como o AutoCAD 2016 e o Microsoft Excel 2010, além de bibliografias indicadas pelo orientador.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Consolidar os conhecimentos relativos ao cálculo estrutural através do desenvolvimento parcial de um projeto estrutural de uma edificação multifamiliar seguindo a norma NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento de 2014.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos são:

- dimensionar os elementos fundamentais para a concepção de um projeto estrutural em concreto armado;
- aplicar e consolidar os conhecimentos obtidos nas disciplinas que abordaram o escopo correlato durante a graduação.

1.2 Limitações

De acordo com a NBR 6118:2014, no item 11.4.1.2, a ação do vento deve ser considerada. De modo a simplificar os cálculos, esse trabalho não considera a ação do vento, mas deve se ressaltar a sua importância para elaboração de futuros trabalhos.

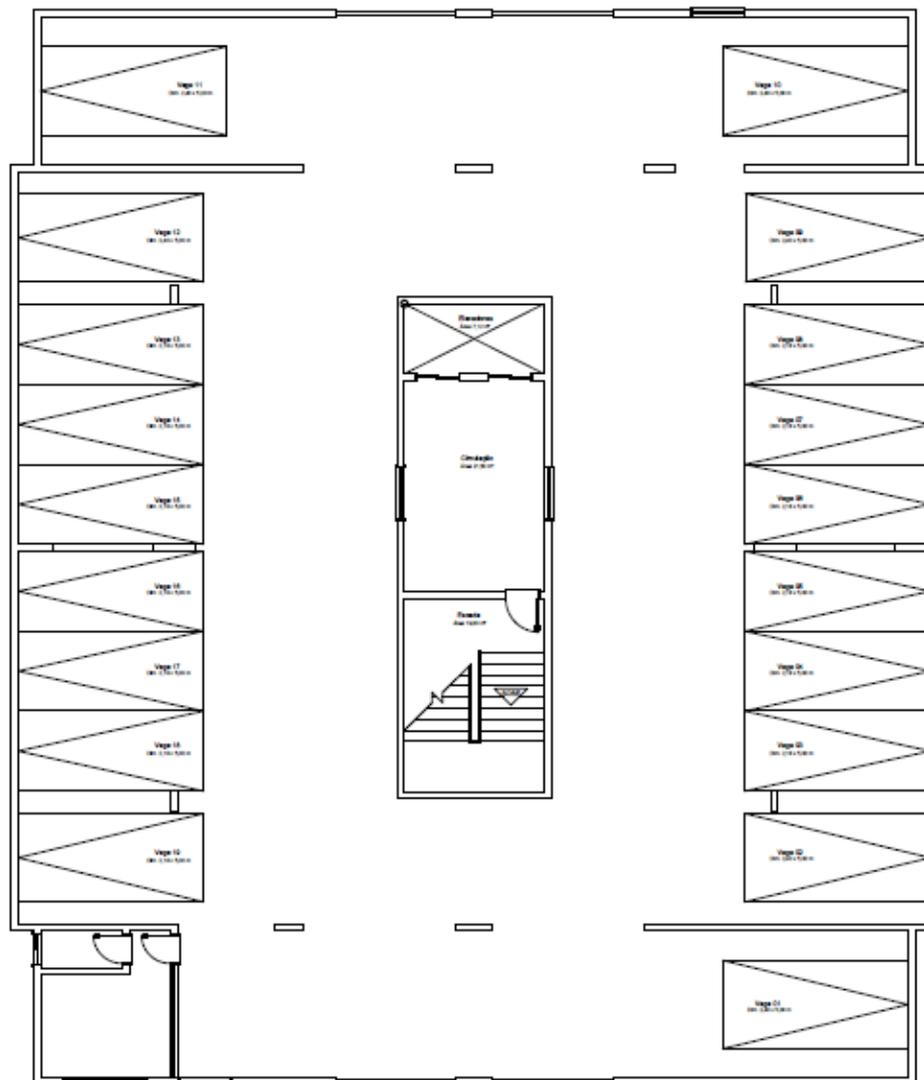
Segundo o item 15.4.2 da NBR 6118:2014, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis quando os deslocamentos dos nós são pequenos, definindo assim as chamadas estruturas de nós fixos. De modo a simplificar os cálculos não serão levados em consideração os efeitos globais de segunda ordem, mas deve se ressaltar a sua importância para elaboração de projetos definitivos quando a estrutura for classificada como “nós móveis”.

2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

2.1 APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA

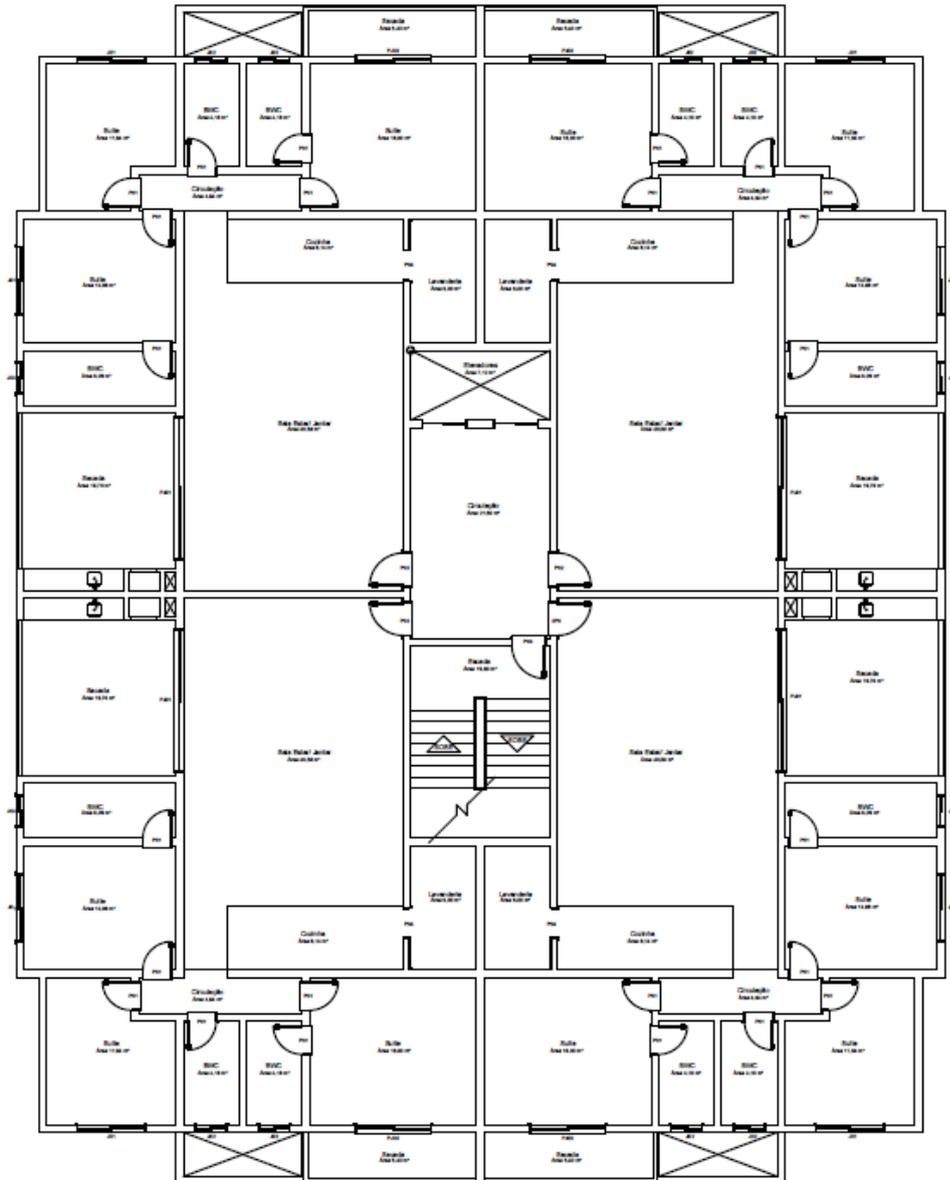
O projeto arquitetônico possui cinco pavimentos, sendo o pavimento térreo utilizado como garagem e os pavimentos subsequentes como moradia. Os quatro andares de apartamentos são iguais, definidos no pavimento tipo. Há quatro apartamentos por andar e os mesmos são duplamente simétricos, visando à diminuição das repetições dos cálculos. As plantas arquitetônicas podem ser vistas nas figuras a seguir.

Figura 1 - Planta baixa da garagem



Fonte: Elaborada pelo autor, AutoCAD.

Figura 2 - Planta baixa pavimento tipo

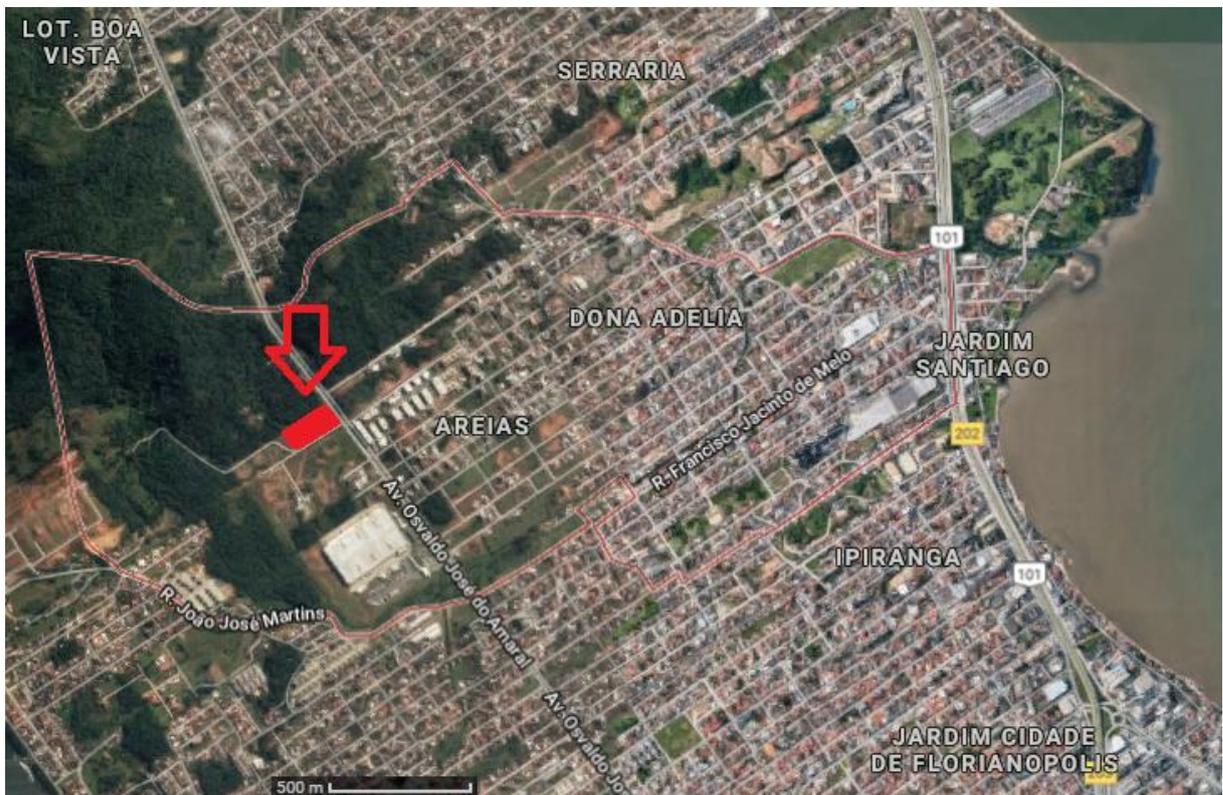


Fonte: Elaborada pelo autor, AutoCAD.

2.1.1 Localização

O projeto foi planejado para um terreno localizado no bairro de Areias, na cidade de São José em Santa Catarina. Sua distância do mar e de qualquer indústria é maior que 1,5 km.

Figura 3 - Localização



Fonte: Google Maps, editada pelo autor.

2.1.2 Classe de Agressividade Ambiental

Segundo a NBR 6118:2014, item 6.4, deve-se determinar a classe de agressividade ambiental de acordo com a tabela a seguir.

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, tabela 6.1.

Nota-se que a definição do ambiente que a edificação se encontra é uma tarefa complexa, pois a NBR 6118:2014 não traz regras precisas sobre isso. Segundo dissertação de mestrado de Meira (2004), a distância limite entre a classe de agressividade II e III é de 1400 metros em relação ao mar. Logo pela distância que o terreno se encontra, conforme a tabela acima, o ambiente é classificado como uma classe de agressividade ambiental II, com uma agressividade moderada e com pequeno risco de deterioração da estrutura.

2.1.3 Materiais Utilizados

2.1.3.1 Concreto

A partir da Tabela 7.1, vista no item 7.4 da NBR 6118:2014, se é possível se determinar a resistência característica mínima para as classes de agressividade. A partir da correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto, onde, com a classe de agressividade II, se obtém que a resistência característica a compressão do concreto aos 28 dias, f_{ck} , precisa ser 25 MPa, no mínimo, logo essa foi a resistência adotada. De acordo com a NBR 6118:2014 item 7.4, a partir da tabela 7.1, a relação água cimento necessita ser menor que 0.6. A brita 1, diâmetro máximo de 1,9 cm, de origem granítica, foi o tipo utilizado na obra.

O módulo de elasticidade secante do concreto, para concretos até C50, é dado por:

$$E_{cs} = \alpha_e * \alpha_i * 5600 * \sqrt{f_{ck}}$$

Onde $\alpha_e = 1,0$ quando o agregado for granito e $\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80}$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{25}{80} = 0,86$$

$$E_{cs} = 1,0 * 0,86 * 5600 * \sqrt{25} = 24164 \text{ MPa} = 24164 \text{ E}^3 \text{ kPa}$$

Para os cálculos dos elementos se é utilizada a resistência de cálculo do concreto, f_{cd} , que é dada dividindo a resistência característica pelo fator de segurança de 1,4. Logo

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{25}{1,4} = 17,86 \text{ MPa}$$

2.1.3.2 Aço

Para esse projeto será adotado aço CA-50, que corresponde a uma resistência característica de 500 MPa e módulo de elasticidade 210 GPa. E, assim como para o concreto, por segurança se utiliza um valor minorado da resistência característica do aço. Como o processo de produção do aço é mais rigoroso que o do concreto se utiliza um fator de segurança menor, que é de 1,15 para o aço. Logo

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

2.1.4 Cobrimentos

De acordo com a NBR 6118:2014, item 7.4.1: “*Atendidas às demais condições estabelecidas nesta seção, à durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura.*”

Os cobrimentos mínimos são contemplados na tabela 7.2 da NBR 6118:2014, sendo que os mesmos já são acrescidos da tolerância de execução de 10 mm.

A partir da classe de agressividade ambiental do projeto, que é a classe II, os cobrimentos são:

- para lajes – 25 mm;
- para a face superior de lajes e vigas com revestimento final seco – 15 mm;
- para vigas e pilares – 30 mm;
- para elementos estruturais em contato com o solo – 30 mm;
- para pilares em contato com o solo – 45 mm.

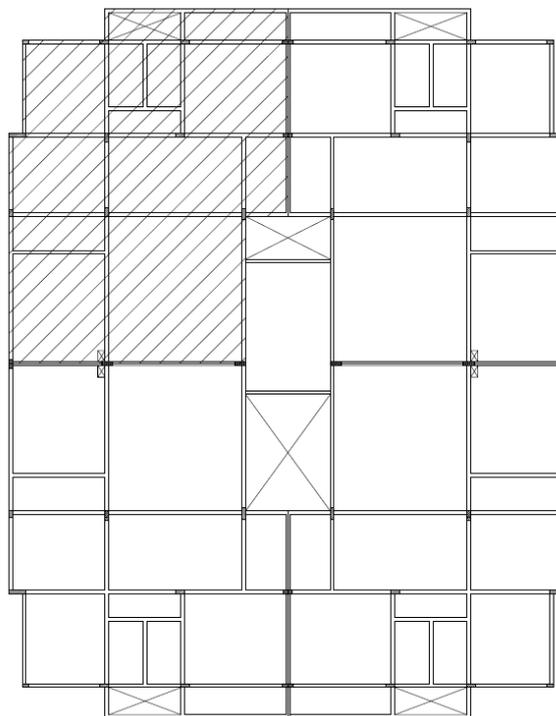
2.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

2.2.1 Concepção Estrutural

A concepção da estrutura parte de uma etapa inicial em que a estrutura é pré-concebida. Nesse trabalho como o projeto arquitetônico foi feito pelo próprio autor, durante a sua concepção já se procurou facilitar o projeto estrutural.

O projeto arquitetônico foi planejado simetricamente, de forma que os apartamentos do pavimento tipo ficassem espelhados, ou seja, cada elemento contido no primeiro apartamento se repete, ou continua, nos três seguintes. A figura a seguir mostra a dupla simetria do pavimento tipo.

Figura 4 – Pavimento tipo



Fonte: Elaborado pelo autor.

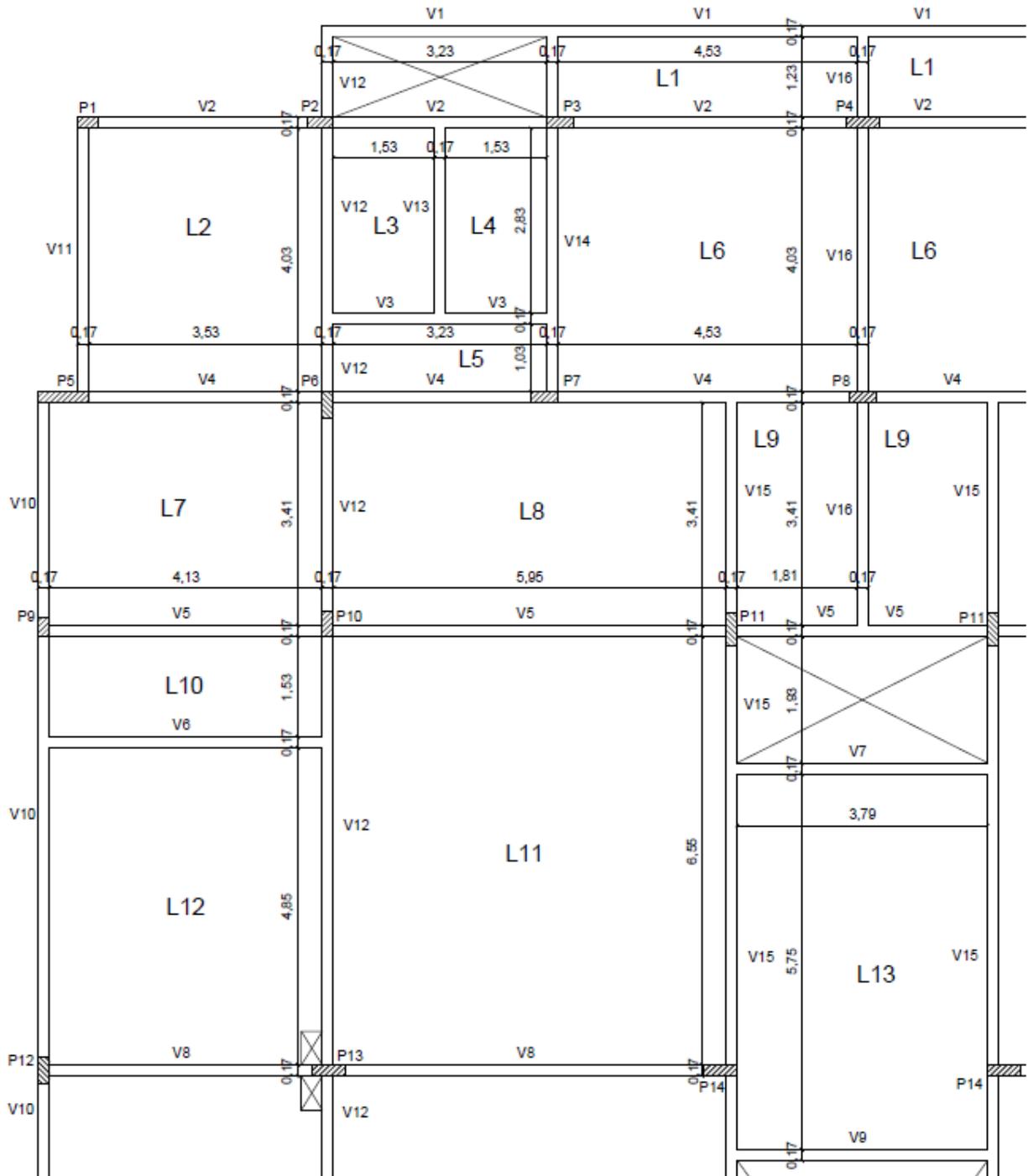
O posicionamento dos elementos se iniciou no pavimento tipo, porém como o pavimento térreo, onde se localiza a garagem, foi feito simultaneamente, os pilares foram distribuídos de modo a terem a mesma localização em todos os pavimentos, evitando estruturas de transição. Ao mesmo tempo em que se procurou posicionar os pilares distantes de 5 metros aproximadamente, para manter as vigas com vãos não muito grandes, foi preciso se preocupar com a passagem de veículos na garagem.

As vigas foram inicialmente posicionadas abaixo de praticamente todas as paredes, com o intuito de diminuir as cargas das lajes. A maioria das vigas se apoia em pilares, entretanto, devido ao arranjo arquitetônico, a ligação viga-viga foi necessária. As lajes ficaram delimitadas pelos contornos das vigas e nenhuma apresenta vão com dimensões expressivas.

2.2.2 Pré-Dimensionamento

O pré-dimensionamento foi realizado para um dos apartamentos e seus resultados foram aplicados para os outros. A figura a seguir mostra as dimensões da planta que foram utilizadas nos cálculos, assim como já nomeia os elementos que serão pré-dimensionados. Em um projeto real a numeração dos elementos estruturais deve contemplar toda a estrutura. Entretanto, para facilitar a leitura do trabalho, e devido à simetria da edificação, a numeração dos elementos estruturais foi efetuada considerando apenas os elementos de um quarto da estrutura, conforme exhibe a Figura 5.

Figura 5 – Dimensões e nomenclatura



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para as lajes se adotou o emprego de lajes maciças. Segundo GIONGO um valor inicial para a espessura da laje pode ser obtido por $L/50$, onde o L é o vão da laje, na menor dimensão, na planta de formas. Vale ressaltar que a espessura mínima de 8 cm foi sempre respeitada (NBR 6118:201, item 13.2.4.1).

Tabela 2 - Pré-dimensionamento das lajes

Laje	ℓ_{0x} (x) [m]	ℓ_{0y} (y) [m]	h [cm] $h = \ell_{0x}/50$	h [cm]
L1	1,23	4,53	2.46	8
L2	3,53	4,03	7.06	9
L3	1,53	2,83	3.06	8
L4	1,53	2,83	3.06	8
L5	1,03	3,23	2.06	8
L6	4,03	4,53	8.06	9
L7	3,41	4,13	6.82	8
L8	3,41	5,95	6.82	8
L9	1,81	3,41	3.62	8
L10	1,53	4,13	3.06	8
L11	5,95	6,55	11.9	13
L12	4,13	4,85	8.26	8
L13	3,79	5,75	7.58	9

Fonte: Elaborada pelo autor.

As vigas, pela largura de 20 cm das paredes, ficaram com 17 cm de largura, devido ao reboco de 1,5 cm em suas duas faces. Sua altura foi pré-determinada pela recomendação vista na disciplina de Concreto Armado I (LORIGGIO, 2016), estimando um valor inicial de $L/10$, onde o L é o vão efetivo da viga.

Tabela 3 - Pré-dimensionamento das vigas

Viga	Trecho [cm]	h est. [cm]	h [cm]	Viga	Trecho [cm]	h est. [cm]	h [cm]		
V1	323	32,3	45	V9	379	37,9	40		
	443	44,3		V10	341	34,1	65		
V2	353	35,3	45		655	65,5		V11	403
	323	32,3		V12	140	14,0	65		
	453	45,3			403	40,3			
V3	323	32,3	35	V12	341	34,1			
V4	353	35,3	45		655	65,5			
	323	32,3			V13	283	28,3	30	
	453	45,3				V14	403	40,3	40
V5	413	41,3	60	V15	341		34,1	65	
	595	59,5			655	65,5			
	379	37,9			V16	140	14,0	40	
V6	413	41,3	40	V16		403	40,3		
V7	379	37,9	40		341	34,1			
V8	413	41,3	60	V16	403	40,3	40		
	595	59,5			341	34,1			

Fonte: Elaborada pelo autor.

Já os pilares também ficaram com sua menor dimensão de 17 cm, devido à largura das paredes, e a sua outra dimensão foi obtida pela regra de pré-dimensionamento de Giongo (2007). A NBR 6118:2014 prescreve para pilares, conforme o item 13.2.3, que a seção transversal não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Porém, em casos especiais, permite a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multiplique os esforços solicitantes de cálculo por um coeficiente adicional dado por

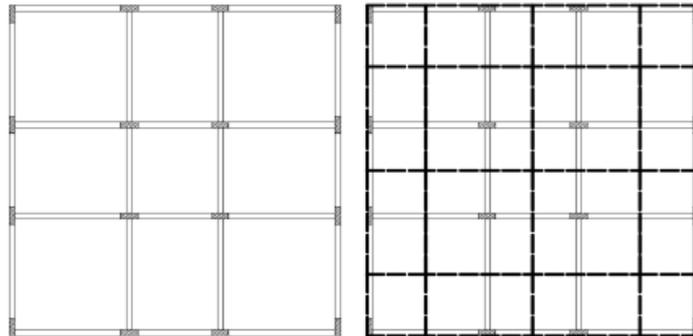
$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 * b$$

Onde b é a menor dimensão do pilar. Logo para os 17cm se obtêm

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 * 17 = 1,10$$

Porém em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm². No pré-dimensionamento a menor dimensão foi definida pela arquitetura e a maior pelos esforços. Para se estimar os esforços solicitantes, primeiramente deve-se calcular a área de influência de cada pilar através do desenho das mediatrizes, conforme exhibe a figura a seguir.

Figura 6 - Exemplo das áreas de influência



Fonte: Giongo, 2007.

Com a área de influência é possível se calcular o esforço solicitante dado pela a equação abaixo.

$$N_k = \gamma_n * p * A * n$$

Onde:

p é a carga total estimada, onde, para edifícios usuais, pode-se estimar 12 kN/m²;

A é área de influência;

n é número de pavimentos atuantes na seção analisada.

Há ainda um fator de correção, α , devido as variações de atuação dos momentos fletores, sendo 1,8 para pilares internos, 2,2 para pilares de extremidades e 2,5 para pilares de canto. Resultante em um esforço normal equivalente dado por:

$$N_{eq} = \alpha * N_k$$

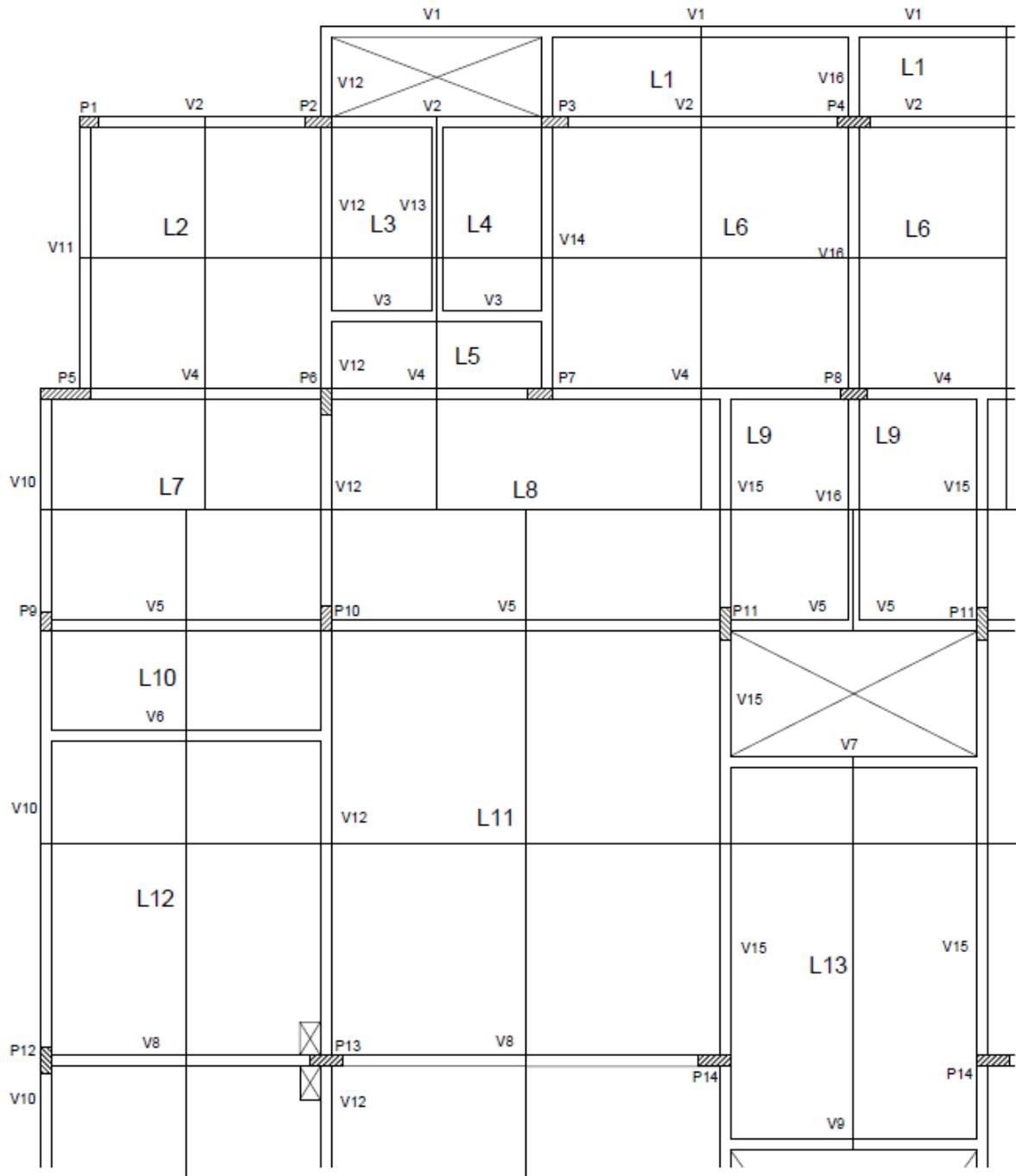
Com N_{eq} se é possível calcular a área de concreto estimada, dada pela equação abaixo.

$$A_c = \frac{N_{eq}}{0,85 * f_{cd} + \rho * \sigma_s}$$

Onde σ é a taxa de armadura e pode ser estimada, segundo Giango (2007), entre 1,5% e 2,0%. E a tensão do aço, σ_s , é obtida pela relação tensão-deformação do aço considerando uma deformação de ϵ_{c2} do concreto.

A figura a seguir mostra as áreas de influência consideradas.

Figura 7 - Áreas de influência



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os resultados foram obtidos para o segundo pavimento tipo, que é o terceiro pavimento da edificação. Esse pavimento foi o escolhido por ser o pavimento intermediário da edificação, ou seja, seus resultados não são os menores nem os maiores, caracterizando assim algo semelhante a uma média de valores. Logo o valor de n da equação do esforço solicitante é igual a 3.

A equação utilizada para o cálculo das áreas dos pilares foi:

$$A_c = \frac{\gamma_n * \alpha * p * A * n}{0,85 * f_{cd} + \rho * \sigma_s} \geq 360 \text{ cm}^2$$

Os valores que se repetiram para todos os pilares foram:

$$A_c = 17h; \gamma_n = 1,1; p = 12kN/m^2; n = 3; f_{cd} = 17,86MPa; \rho = 2\%; \sigma_s = 420MPa;$$

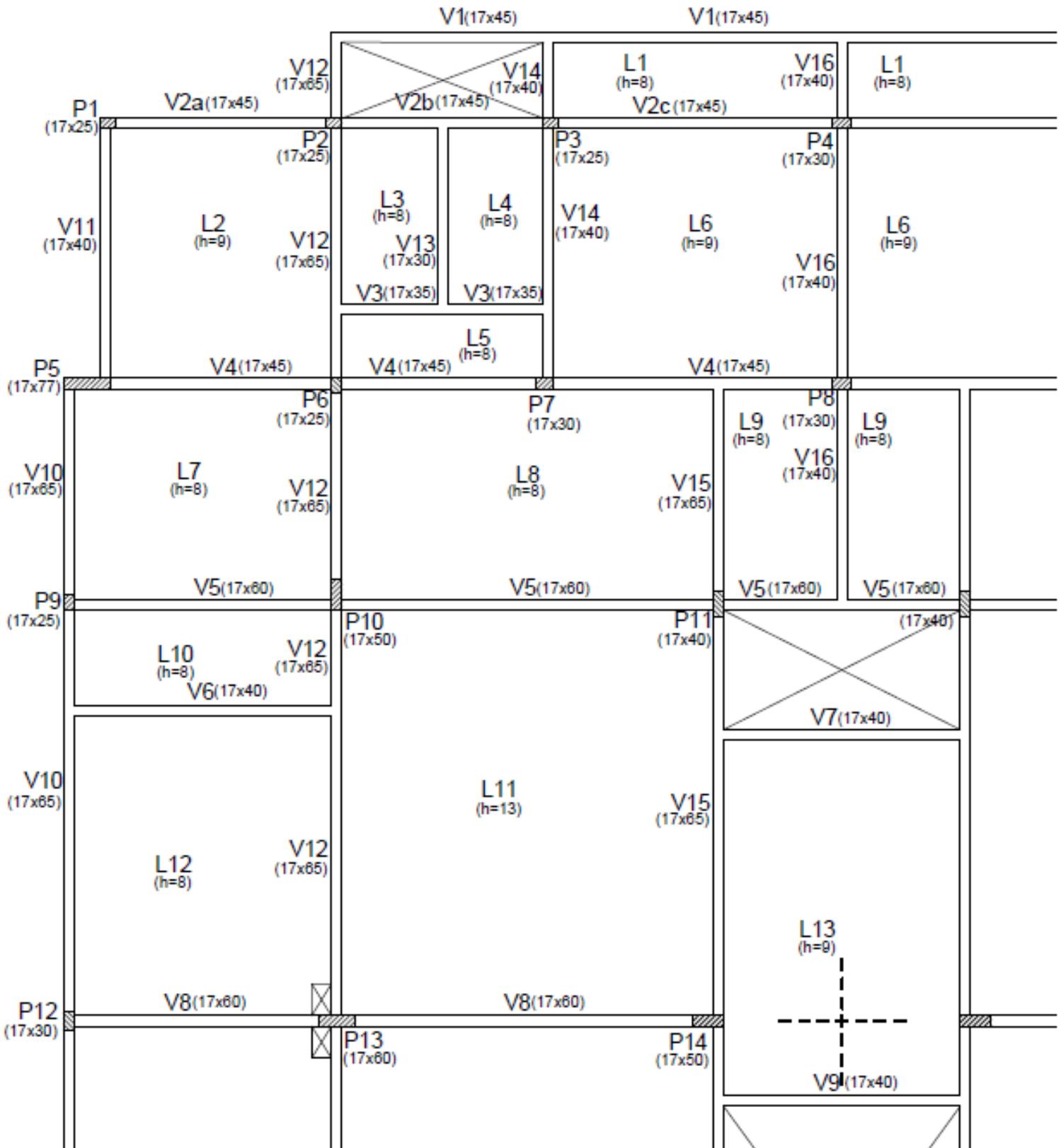
Os resultados obtidos são mostrados na tabela a seguir.

Tabela 4 - Pré-dimensionamento dos pilares

Pilar	A inf. [m ²]	α	N_{eq} [kN]	$A_c \geq 360$ [cm ²]	Maior Dimensão Encontrada h [cm]	Maior Dimensão Adotada h [cm]
P1	4,228	2,5	418,57	360,00	21,18	25
P2	7,757	1,8	552,92	360,00	21,18	25
P3	12,300	1,8	876,74	371,84	21,87	25
P4	16,873	1,8	1202,71	510,08	30,00	30
P5	8,652	2,5	856,55	363,27	21,37	77
P6	13,810	1,8	984,38	417,49	24,56	25
P7	15,755	1,8	1123,02	476,29	28,02	30
P8	18,236	1,8	1299,86	551,29	32,43	30
P9	11,512	2,2	1002,93	425,35	25,02	25
P10	26,832	1,8	1912,58	811,15	47,71	50
P11	22,306	1,8	1589,97	674,33	39,67	40
P12	15,018	2,2	1308,37	554,90	32,64	30
P13	35,009	1,8	2495,44	1058,35	62,26	60
P14	30,114	1,8	2146,53	910,37	53,55	50

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 8 - Planta pré-dimensionada



Fonte: Elaborada pelo autor.

3 CÁLCULO DAS LAJES

Com base na concepção do projeto, devido a sua dupla simetria, foi necessário somente o cálculo das lajes de um dos apartamentos e a laje do corredor de circulação central que leva a entrada dos apartamentos.

A seguir será mostrada a rotina de cálculo para uma das lajes, juntamente com os resultados das demais.

3.1 LAJE L2

A laje L2 foi escolhida por ser a única laje com carregamento de parede. Como o procedimento foi realizado com o auxílio de uma planilha eletrônica os resultados mostrados já são os resultantes da última iteração, ou seja, do dimensionamento definitivo.

Conforme demonstrado na Tabela 2, o pré-dimensionamento resultou em 8 cm de espessura da laje. Após o dimensionamento, porém, verificou-se que a laje L2 precisaria de 9 cm de espessura. Deste modo, será esse valor utilizado nesta demonstração.

3.1.1 Vãos efetivos

No cálculo dos vãos efetivos nos dois sentidos, adotou-se $l_{x,ef}$ para o vão menor e $l_{y,ef}$ para o maior. O cálculo dos vãos efetivos, é dado no item 14.6.2.4 da NBR6118:2014, e segue abaixo:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

Sendo a_1 igual ao menor valor entre $(t_1/2$ e $0,3 \cdot h)$ e a_2 igual ao menor valor entre $(t_2/2$ e $0,3 \cdot h)$. Onde t_1 e t_2 são as espessuras dos apoios e h é a altura da laje. Como nesse projeto todas as vigas possuem espessura de 17 cm, logo $t_1 = t_2$ e $a_1 = a_2$. Dessa maneira os vãos são determinados da seguinte forma

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} = \frac{17}{2} = 8,5 \text{ cm} \\ 0,3 * h = 0,3 * 9 = 2,7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{x,ef} = 353 + 2,7 + 2,7 = 358,4 \text{ cm}$$

$$l_{y,ef} = 403 + 2,7 + 2,7 = 408,4 \text{ cm}$$

Tabela 5 - Vãos Efetivos

Laje	Lox [m]	Loy [m]	h [cm]	a (a1=a2)	Lx [cm]	Ly [cm]
L1	123	453	8	2,4	127,8	457,8
L2	353	403	9	2,7	358,4	408,4
L3	153	283	8	2,4	157,8	287,8
L4	153	283	8	2,4	157,8	287,8
L5	103	323	8	2,4	107,8	327,8
L6	403	453	9	2,7	408,4	458,4
L7	341	413	8	2,4	345,8	417,8
L8	341	595	8	2,4	345,8	599,8
L9	181	341	8	2,4	185,8	345,8
L10	153	413	8	2,4	157,8	417,8
L11	595	655	13	3,9	602,8	662,8
L12	413	485	8	2,4	417,8	489,8
L13	379	575	9	2,7	384,4	580,4

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.2 Tipos de armação

A partir da relação abaixo é possível determinar o tipo de armação.

$$\lambda = \frac{l_{y,ef}}{l_{x,ef}}$$

Para $\lambda \geq 2$ as lajes devem ser armadas em uma direção. E para $\lambda \leq 2$ as lajes devem ser armadas em duas direções. A tabela seguir mostra os resultados encontrados tanto para L2 como para todas as outras lajes.

Tabela 6 – Armação das lajes

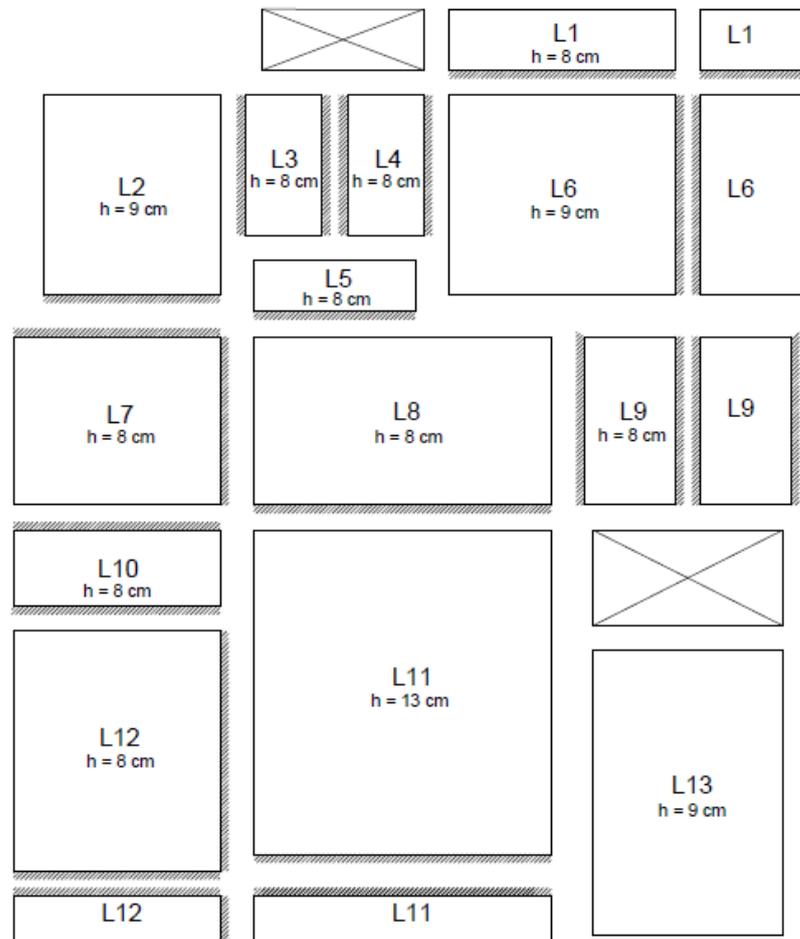
Laje	Lx [cm]	Ly [cm]	$\lambda = Ly/Lx$	Armação
L1	127.8	457.8	3.6	Unidirecional
L2	358.4	408.4	1.1	Bidirecional
L3	157.8	287.8	1.8	Bidirecional
L4	157.8	287.8	1.8	Bidirecional
L5	107.8	327.8	3.0	Unidirecional
L6	408.4	458.4	1.1	Bidirecional
L7	345.8	417.8	1.2	Bidirecional
L8	345.8	599.8	1.7	Bidirecional
L9	185.8	345.8	1.9	Bidirecional
L10	157.8	417.8	2.6	Unidirecional
L11	602.8	662.8	1.1	Bidirecional
L12	418.4	490.4	1.2	Bidirecional
L13	384.4	580.4	1.5	Bidirecional

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.3 Casos de vinculação

Nesse item serão mostradas as condições de vinculação consideradas para todas as lajes do pavimento. As hachuras representam um engaste entre a laje em questão e sua vizinha, ou seja, um bordo engastado, a falta de hachuras representa bordas simplesmente apoiadas.

Figura 9 – Vinculações



Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.4 Carregamentos

A tabela abaixo mostra os carregamentos levados em consideração nesse exemplo e em todas outras lajes.

Tabela 7 – Carregamentos permanentes

Denominação	Espessura [cm]	Peso Específico [kN/m ³]	Carga [kN/m ²]
Camada de Regularização (Contrapiso)	3,0	21	0.63
Revestimento Cerâmico	1	18	0,18
Revestimento argamassado (Reboco do Teto do Pavi. Inferior)	1,5	19	0.285
Total			1.095

Fonte: Elaborado pelo autor.

Carga permanente da alvenaria é dada por:

$$g_{parede} = \frac{(L) * (E) * (H) * 13}{Lx * Ly} * k$$

Onde $k=1$ pois a parede se encontra próxima aos apoios, resultando em:

$$g_{parede} = \frac{2,2 * 0,20 * 2,8 * 13}{3,6 * 4,1} * 1 = 1,09 \text{ kN/m}^2$$

Logo a carga permanente total é:

$$g = 1.095 + \text{alvenaria} + h * 25 = 4,43 \text{ kN/m}^2$$

$$g = 1.095 + 1.09 + 9 * 0.25 = 4,43 \text{ kN/m}^2$$

Carga acidental é dada por:

Denominação		Carga [kN/m ²]
Cargas Acidentais	Salas, Quartos, Cozinha, Banheiros	1,5
	Despensa, Área de Serviço, Lavanderia	2,0
	Corredores, Garagens	3,0

Onde a combinação de carregamento último é dada por $p = 1.4(g + q)$

Sendo, para a L2, $q = 1,5 \text{ kN/m}^2$, tem-se:

$$p = 1,4 * 4,43 + 1,4 * 1,5 = 8,30 \text{ kN/m}^2$$

A combinação de carregamento frequente é dada por

$$p = g + 0,4 * q = 4,43 + 0,4 * 1,5 = 5,03 \text{ kN/m}^2$$

E a combinação de carregamento quase permanente é

$$p = 4,43 + 0,3 * 1,5 = 4,89 \text{ kN/m}^2$$

Portanto, para todas as lajes o cálculo dos carregamentos é dado pela Tabela 8.

Tabela 8 – Carregamentos encontrados

Laje	Alvenaria [kN/m ²]	h [cm]	g [kN/m ²]	q [kN/m ²]	p (ELU) [kN/m ²]	p (ELS-F) [kN/m ²]	p (ELS-QP) [kN/m ²]
L1	0	8	3,09	2,0	7.13	3.90	3.70
L2	1.09	9	4,43	1,5	8.31	5.04	4.89
L3	0	8	3,09	1,5	6.43	3.70	3.55
L4	0	8	3,09	1,5	6.43	3.70	3.55
L5	0	8	3,09	1,5	6.43	3.70	3.55
L6	0	9	3,34	1,5	6.78	3.95	3.80
L7	0	8	3,09	1,5	6.43	3.70	3.55
L8	0	8	3,09	1,5	6.43	3.70	3.55
L9	0	8	3,09	2,0	7.13	3.90	3.70
L10	0	8	3,09	1,5	6.43	3.70	3.55
L11	0	13	4,34	1,5	8.18	4.95	4.80
L12	0	8	3,09	1,5	6.43	3.70	3.55
L13	0	9	3,34	3,0	8.88	4.55	4.25

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.5 Determinação das Flechas Elásticas e dos Momentos Fletores

3.1.5.1 Lajes armadas em uma direção

Os esforços, assim como as flechas, das lajes armadas em uma direção foram encontrados utilizando um processo análogo ao de uma viga submetida a um carregamento vertical, segundo as notas de aula da disciplina Concreto Armado II (PADARATZ, 2016). Segue abaixo uma relação entre o tipo de apoio e a equação de momento correspondente.

- Laje com dois apoios: $M^+ = \frac{p \cdot l^2}{8}$

- Laje com um apoio e um engaste: $M^+ = \frac{p \cdot l^2}{14,22}$ e $M^- = \frac{p \cdot l^2}{8}$

- Laje com dois engastes: $M^+ = \frac{p \cdot l^2}{24}$ e $M^- = \frac{p \cdot l^2}{12}$

Já as flechas são obtidas pelas seguinte expressões:

- Laje com dois apoios: $f = \frac{5}{384} * \frac{p \cdot l^4}{E_{cs} \cdot I_{eq}}$

- Laje com um apoio e um engaste: $f = \frac{5}{184,6} * \frac{p \cdot l^4}{E_{cs} \cdot I_{eq}}$

- Laje com dois engastes: $f = \frac{5}{384} * \frac{p \cdot l^4}{E_{cs} \cdot I_{eq}}$

Sendo E_{cs} dado pelo valor calculado no item 2.1.3.1 e I_{eq} o valor do momento de inércia equivalente que será explicado posteriormente.

3.1.5.2 Armada em duas direções

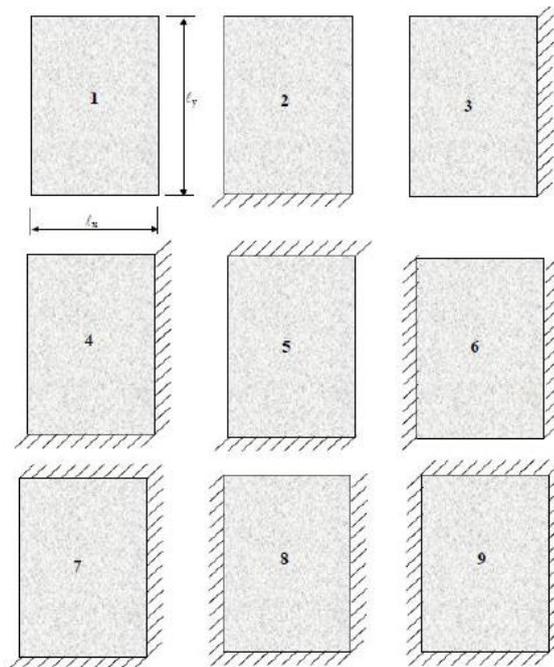
Para as lajes armadas em duas direções foram utilizadas, tanto para os momentos resultantes da combinação de serviço quanto os da combinação última, as tabelas desenvolvidas por Bares.

Para a obtenção das tabelas se fez necessário o entendimento do comportamento de placas submetidas a carregamentos verticais. Foi utilizada a teoria matemática da elasticidade para se chegar a uma equação, conhecida como Equação de Lagrange, que governa o comportamento das placas.

A partir dessa equação se chegou as equações de esforços, entretanto a obtenção desses esforços é bastante trabalhosa. Então foram desenvolvidas tabelas que, com a geometria, definida pelo valor de λ , e a condição de vinculação das lajes, fornecem coeficientes para os cálculos dos momentos fletores e das flechas. Entre essas tabelas se destacam as desenvolvidas por Czerny, Marcus e Bares, sendo estas utilizadas para a realização dos cálculos nesse trabalho.

São definidos nove casos de vinculação, dados pela figura a seguir.

Figura 10 - Casos de vinculação.



Fonte: Notas de aula de Concreto Armado II (PADARATZ,2016)

As tabelas a seguir fornecem os valores dos coeficientes α , utilizado no cálculo da flecha, e de μ_x , μ_x , μ_x , μ_x , utilizados para os cálculos dos momentos fletores.

Tabela 9 – Coeficiente α .

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	2,73	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	2,84	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

Fonte: Notas de aula de Concreto Armado II.

Tabela 10 – Coeficientes $\mu_x, \mu_x, \mu_x, \mu_x$.

λ	Caso 1		Caso 2			Caso 3			Caso 4				Caso 5		
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	μ_y'	μ_x	μ_x'	μ_y	μ_x	μ_x'	μ_y	μ_y'	μ_x	μ_y	μ_y'
1,00	4,41	4,41	3,07	3,66	8,40	3,94	8,52	2,91	2,81	6,99	2,81	6,99	2,15	3,17	6,99
1,05	4,80	4,45	3,42	3,78	8,79	4,19	8,91	2,84	3,05	7,43	2,81	7,18	2,47	3,32	7,43
1,10	5,18	4,49	3,77	3,90	9,18	4,43	9,30	2,76	3,30	7,87	2,81	7,36	2,78	3,47	7,87
1,15	5,56	4,49	4,14	3,97	9,53	4,64	9,63	2,68	3,53	8,28	2,80	7,50	3,08	3,58	8,26
1,20	5,90	4,48	4,51	4,05	9,88	4,85	9,95	2,59	3,76	8,69	2,79	7,63	3,38	3,70	8,65
1,25	6,27	4,45	4,88	4,10	10,16	5,03	10,22	2,51	3,96	9,03	2,74	7,72	3,79	3,80	9,03
1,30	6,60	4,42	5,25	4,15	10,41	5,20	10,48	2,42	4,16	9,37	2,69	7,81	4,15	3,90	9,33
1,35	6,93	4,37	5,60	4,18	10,64	5,36	10,71	2,34	4,33	9,65	2,65	7,88	4,50	3,96	9,69
1,40	7,25	4,33	5,95	4,21	10,86	5,51	10,92	2,25	4,51	9,93	2,60	7,94	4,85	4,03	10,00
1,45	7,55	4,30	6,27	4,19	11,05	5,64	11,10	2,19	4,66	10,41	2,54	8,00	5,19	4,09	10,25
1,50	7,86	4,25	6,60	4,18	11,23	5,77	11,27	2,12	4,81	10,62	2,47	8,06	5,53	4,14	10,49
1,55	8,12	4,20	6,90	4,17	11,39	5,87	11,42	2,04	4,93	10,82	2,39	8,09	5,86	4,16	10,70
1,60	8,34	4,14	7,21	4,14	11,55	5,98	11,55	1,98	5,06	10,99	2,31	8,12	6,18	4,17	10,91
1,65	8,62	4,07	7,42	4,12	11,67	6,07	11,67	1,87	5,16	11,16	2,24	8,14	6,48	4,14	11,08
1,70	8,86	4,00	7,62	4,09	11,79	6,16	11,80	1,79	5,27	11,30	2,16	8,15	6,81	4,12	11,24
1,75	9,06	3,96	7,66	4,05	11,88	6,24	11,92	1,74	5,36	11,43	2,11	8,16	7,11	4,12	11,39
1,80	9,27	3,91	7,69	3,99	11,96	6,31	12,04	1,68	5,45	11,55	2,04	8,17	7,41	4,10	11,43
1,85	9,45	3,83	8,22	3,97	12,03	6,38	12,14	1,64	5,53	11,57	1,99	8,17	7,68	4,08	11,65
1,90	9,63	3,75	8,74	3,94	12,14	6,43	12,24	1,59	5,60	11,67	1,93	8,18	7,95	4,04	11,77
1,95	9,77	3,71	8,97	3,88	12,17	6,47	12,29	1,54	5,67	11,78	1,91	8,19	8,21	3,99	11,83
2,00	10,0	3,64	9,18	3,80	12,20	6,51	12,34	1,48	5,74	11,89	1,88	8,20	8,47	3,92	11,88

Fonte: Notas de aula de Concreto Armado II.

Tabela 11 – Coeficientes $\mu_x, \mu_x^-, \mu_y, \mu_y^-$.

λ	Caso 6			Caso 7				Caso 8				Caso 9			
	μ_x	μ_x^-	μ_y	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	3,17	6,99	2,15	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	3,29	7,20	2,07	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	3,42	7,41	1,99	2,63	6,50	2,71	6,75	2,95	6,79	2,04	5,65	2,50	5,85	2,09	5,43
1,15	3,52	7,56	1,89	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	3,63	7,70	1,80	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	3,71	7,82	1,74	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	3,79	7,93	1,67	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	3,84	8,02	1,59	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	3,90	8,11	1,52	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	3,94	8,13	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	3,99	8,15	1,38	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	4,03	8,20	1,34	4,48	9,68	2,60	7,98	3,84	8,07	1,47	5,69	3,66	7,68	1,60	5,72
1,60	4,06	8,25	1,28	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	4,09	8,28	1,23	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	4,12	8,30	1,18	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	4,14	8,31	1,15	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	4,15	8,32	1,11	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	4,16	8,33	1,08	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	4,17	8,33	1,04	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	4,17	8,33	1,01	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	4,18	8,33	0,97	5,55	11,35	2,07	8,12	4,13	8,47	1,08	5,64	4,07	8,33	1,16	5,72

Fonte: Notas de aula de Concreto Armado II.

Com os coeficientes encontrados se é possível aplicar as equações a seguir para a determinação da flecha e dos momentos fletores.

$$f_0 = \frac{\alpha}{100} * \frac{p * l_x^4}{E_{cs} * h^3}$$

$$M_x = \mu_x * \frac{p * (l_x)^2}{100}$$

$$M_{x-} = \mu_{x-} * \frac{p * (l_x)^2}{100}$$

$$M_y = \mu_y * \frac{p * (l_x)^2}{100}$$

$$M_{y-} = \mu_{y-} * \frac{p * (l_x)^2}{100}$$

Para o cálculo das flechas de laje fissuradas o valor de h deve ser substituído por h_{eq} , que é altura obtida a partir do momento de inércia equivalente, que será posteriormente explicado.

Determinado o caso de vinculação basta se encontrar o valor de λ e, a partir das tabelas de Bares, é encontrado os valores dos coeficientes que serão utilizados nos cálculos das flechas e dos momentos.

3.1.6 Estado Limite Último – Flexão

3.1.6.1 Momentos Máximos

Os momentos máximos são os momentos utilizados para o cálculo das armaduras, pois representam a situação mais crítica de projeto. Como mencionado anteriormente serão utilizadas as tabelas desenvolvidas por Bares para os cálculos dos momentos.

Para a L2 tem-se o caso 2 e com λ igual a 1,4. Os valores encontrados, após a interpolação, nas tabelas de Bares foram:

$$\alpha = 4,38$$

$$\mu_x = 4,06$$

$$\mu_y = 3,96$$

$$\mu_{y-} = 9,46$$

Portanto, os momentos da combinação última de carregamentos são dados por:

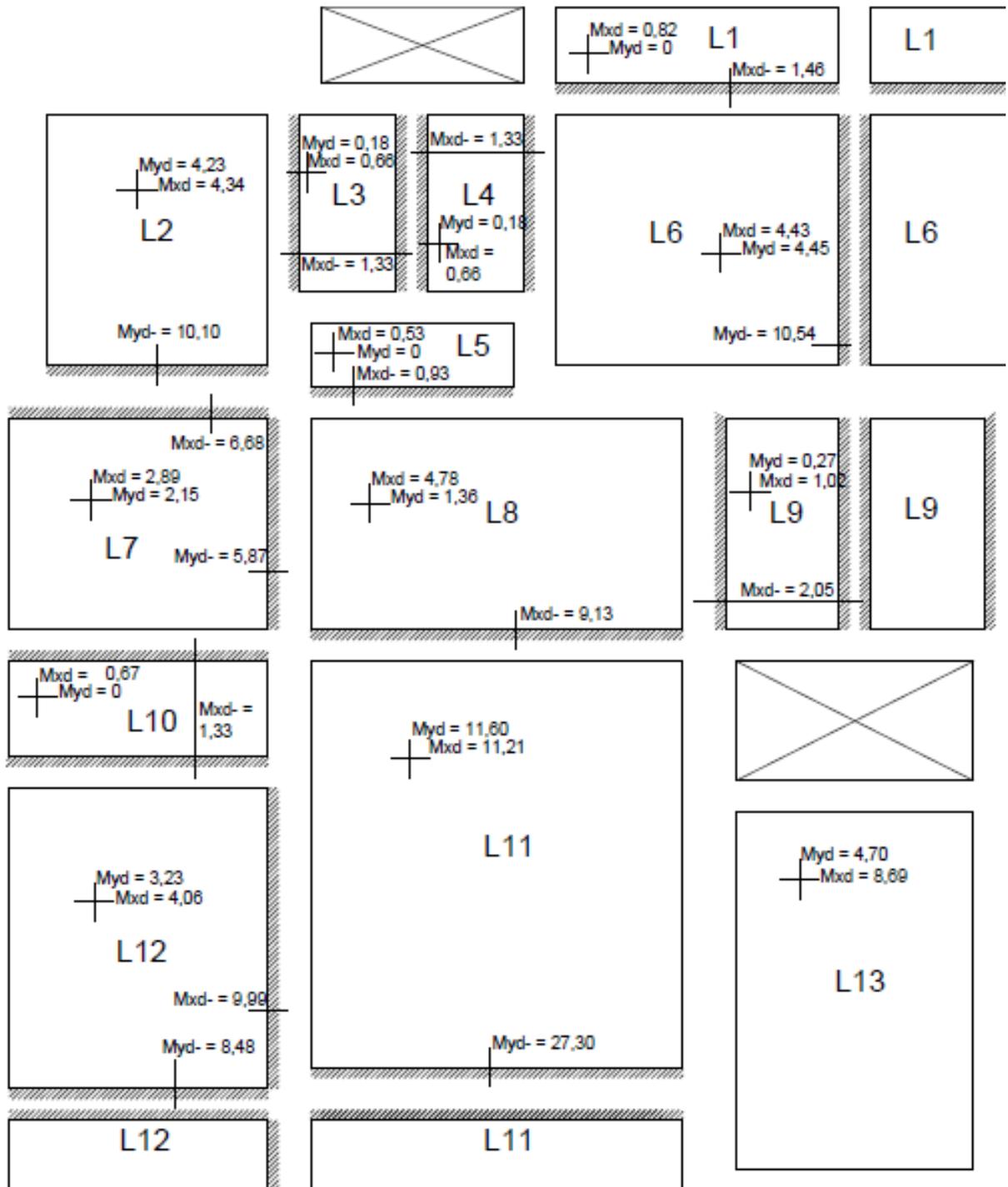
$$M_x = \mu_x * \frac{p * (l_x)^2}{100} = 4,06 * \frac{8,30 * 3,59^2}{100} = 4,34 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y * \frac{p * (l_x)^2}{100} = 3,96 * \frac{8,30 * 3,59^2}{100} = 4,22 \text{ kNm}$$

$$M_{y-} = \mu_{y-} * \frac{p * (l_x)^2}{100} = 9,46 * \frac{8,30 * 3,59^2}{100} = 10,10 \text{ kNm}$$

A figura a seguir mostra resultados obtidos para as demais lajes.

Figura 11 - Momentos do ELU



Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.6.2 Compatibilização dos Momentos

No cálculo das lajes realizado nesse trabalho, cada laje foi calculada individualmente. Por esse motivo lajes adjacentes podem possuir momentos distintos para uma mesma região. Desta forma a compatibilização dos momentos busca minimizar essas diferenças.

Para momentos negativos se deve adotar o maior valor entre a média ou 0,8 do maior momento negativo. Quando o momento negativo diminui, o positivo deve aumentar e quando o negativo aumenta, o positivo se mantém.

A laje L2, além de possuir um momento negativo devido ao fato de se engastar em L7, também possui um outro momento vindo da laje L3, que se apoia nela. Logo a laje L2 não contribui para o momento negativo da laje L3, que é de 1,33 kNm, cujo valor é baixo devido ao fato de ser a laje de um dos banheiros, sendo assim para a ligação L2-L3 se tem

$$M^-_{L2-L3} \geq \begin{cases} \frac{0 + 1,33}{2} = 0,67kNm \\ 0,8 * 1,33 = 1,07kNm \end{cases}$$

Logo o $M^-_{adotado} = 1,07kNm$ e como o momento negativo nessa direção da laje em análise, L2, era 0 e agora passou a ser 1,07 kNm, o momento positivo não será alterado.

Já para a ligação L2-L7 se tem

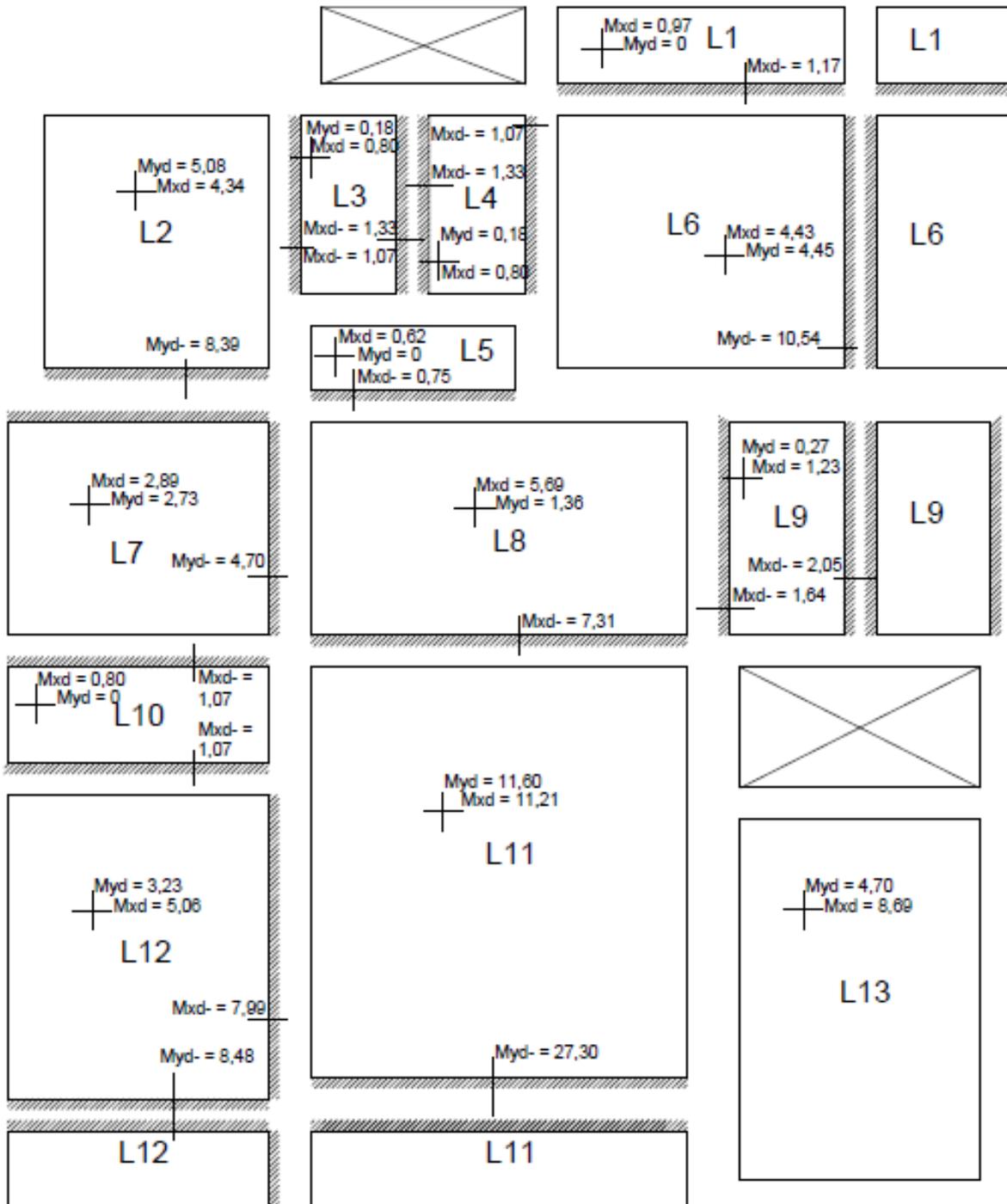
$$M^-_{L2-L7} \geq \begin{cases} \frac{10,10 + 6,68}{2} = 8,39kNm \\ 0,8 * 10,10 = 8,08kNm \end{cases}$$

Logo o $M^-_{adotado} = 8,39 kNm$. Como momento negativo nessa direção da laje em análise, L2, era 10,10 e agora passou a ser 8,39 kNm, o momento positivo, em y pois o momento negativo é y também, deve ser corrigido. Então

$$M_{yd} = 4,23 + \frac{(10,10 - 8,39)}{2} = 5,08 kNm$$

A figura a seguir mostra resultados obtidos para as demais lajes.

Figura 12 - Compatibilização dos momentos



Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.6.3 Armaduras Positivas

O cálculo das lajes é realizado de maneira análoga as vigas. A equação utilizada segue abaixo

$$A_s = M_d / (f_{yd} * (d - 0,4 * x))$$

Onde M_d é o momento resultante da combinação última de ações e f_{yd} é a resistência característica do aço minorada pelo fator de segurança de 1,15. Para iniciar os cálculos é preciso se estimar um diâmetro para as barras, para se encontrar um valor inicial para d , que é a distância do centro das barras até a fibra comprimida mais afastada. Enquanto x é a distância da fibra comprimida mais afastada até a linha neutra.

Para essa estimativa do diâmetro foi respeitada a relação abaixo.

$$\emptyset \leq \frac{h}{8} = \frac{90}{8} = 11,25 \text{ mm}$$

Foi adotado de início um diâmetro de 6,3 mm. O valor de d é encontrado diminuindo da altura total da laje o cobrimento e a metade do diâmetro das barras. Resultando em:

$$d = 9 - 2,5 - \frac{0,63}{2} = 6,2 \text{ cm}$$

Para o cálculo do x será utilizada uma equação resultante do somatório das forças atuantes na seção transversal obtida nas notas de aulas das disciplinas de Concreto Armado I (LORIGGIO, 2016).

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{sd}}{0,85 * f_{cd} * b}}}{0,8}$$

Onde f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto, b nas lajes é considerado um comprimento de 1 m e o M_{sd} é o momento de cálculo.

Resolvendo a equação de x , para a direção x :

$$x = \frac{6,2 - \sqrt{6,2^2 - \frac{2 * 434}{0,85 * \frac{2,5}{1,4} * 100}}}{0,8} = 0,60$$

Com o x encontrado a relação x/d fica

$$\frac{x}{d} = \frac{0,60}{6,2} = 0,09$$

Como $x/d \leq 0,259$ então a seção se encontra no domínio 2.

Com o valor de x o cálculo da armadura pode ser efetuado, lembrando que como mencionado anteriormente o aço utilizado é o CA50, portanto o $f_{yd} = 500MPa$. Logo o cálculo da armadura é dado por

$$A_s = \frac{434}{\frac{50}{1,15} (6,2 - 0,4 * 0,60)} = 1,68 \text{ cm}^2/m$$

Para a armadura na direção y se obtve:

$$d_y = h - \phi_x - \frac{\phi_y}{2} = 9 - 0,63 - \frac{0,63}{2} = 5,56 \text{ cm}$$

$$x = \frac{5,56 - \sqrt{5,56^2 - \frac{2 * 508}{0,85 * \frac{2,5}{1,4} * 100}}}{0,8} = 0,80 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,80}{5,56} = 0,14$$

Como $x/d \leq 0,259$ então a seção se encontra no domínio 2.

$$A_s = \frac{508}{\frac{50}{1,15} (5,56 - 0,4 * 0,80)} = 2,13 \text{ cm}^2/m$$

3.1.6.3.1 Armadura Mínima

Porém é preciso que a armadura calculada respeite o valor mínimo. O cálculo da armadura mínima consiste numa relação entre a área de aço com a área de concreto, para cada classe de concreto há uma taxa mínima de armadura que deve ser respeitada. Sendo que o concreto utilizado é um C25 essa taxa, ρ_{min} , é de 0,15%, ou seja

$$\rho_{min} = \frac{A_{smin}}{A_{concreto}} = 0,15\%$$

Isolando A_{smin} , se obtêm:

$$A_{smin} = \frac{0,15}{100} * A_{concreto}$$

Lembrando que para as lajes armadas em duas direções há ainda um fator de correção que vale 0,67, resultando em

$$A_{smin} = 0,67 * \frac{0,15}{100} * 100 * 9 = 0,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo ambos valores estão respeitando o mínimo.

Segue uma tabela com os valores obtidos para as demais armaduras positivas, já respeitando os valores mínimos. Para lajes armadas unidirecionais, ou seja, armadas em uma direção, a armadura principal deve respeitar ρ_{min} e a armadura secundária deve ser

$$A_{sy} \geq \begin{cases} 20\% A_{sx} = 0,2 * 1,20 = 0,24 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,5 * A_{smin} = 0,5 * 1,2 = 0,60 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Logo a armadura secundária das lajes unidirecionais é $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Tabela 12 - Armaduras positivas

Laje	h [cm]	Φ_x [mm]	Φ_y [mm]	dx [cm]	dy [cm]	Direção x				Direção y			
						x [cm]	Asx [cm ² /m]	As min [cm ² /m]	As adot [cm ² /m]	x [cm]	Asy [cm ² /m]	As min [cm ² /m]	As adot [cm ² /m]
L1*	8	6,3	6,3	5,19	-	0,16	0,43	1,20	1,20	-	-	0,90	0,90
L2	9	6,3	6,3	6,19	5,56	0,60	1,68	0,90	1,68	0,80	2,13	0,90	2,13
L3	8	6,3	6,3	5,19	4,56	0,13	0,36	0,80	0,80	0,03	0,09	0,80	0,80
L4	8	6,3	6,3	5,19	4,56	0,13	0,36	0,80	0,80	0,03	0,09	0,80	0,80
L5*	8	6,3	6,3	5,19	-	0,10	0,28	1,20	1,20	-	-	0,90	0,90
L6	9	6,3	6,3	6,19	5,56	0,61	1,72	0,90	1,72	0,69	1,86	0,90	1,86
L7	8	6,3	6,3	5,19	4,56	0,48	1,33	0,80	1,33	0,52	1,39	0,80	1,39
L8	8	6,3	6,3	5,10	4,56	0,98	2,73	0,80	2,73	0,25	0,69	0,80	0,80
L9	8	6,3	6,3	5,19	4,56	0,20	0,55	0,80	0,80	0,05	0,13	0,80	0,80
L10*	8	6,3	6,3	5,19	-	0,13	0,36	1,20	1,20	-	-	0,90	0,90
L11	13	8,0	8,0	10,10	9,30	0,95	2,65	1,31	2,65	1,08	2,88	1,31	2,88
L12	8	6,3	6,3	5,19	4,56	0,86	2,41	0,80	2,41	0,62	1,65	0,80	1,65
L13	9	8,0	6,3	6,00	5,47	1,28	3,58	0,90	3,58	0,75	2,00	0,90	2,00

*Laje unidirecional.

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.6.3.2 Definição da Armadura

Para calcular o espaçamento primeiramente divide-se a área de aço por metro pela área de aço da bitola escolhida.

$$n^{\circ} \text{ barras } \emptyset 6,3 \text{ mm}/\text{m} = \frac{1,68}{0,312} = 5,38$$

Então calcula-se o espaçamento por:

$$s = \frac{100}{5,38} = 18,59 \text{ cm}$$

O espaçamento máximo entre as barras definido na NBR6118:2014 é dado por 2 cm e 2*h. Logo, devido a sua altura de 9 cm, a laje L2 ficou com espaçamento máximo de 18 cm.

A quantidade de armadura necessária é dada por:

$$n^{\text{a}} \text{ barras} = \frac{L_{0y}}{s} - 1 = \frac{403}{18} - 1 = 21,38 = 22$$

Logo a armadura positiva em x da laje L2 são 22 barras de 6,3 mm com espaçamento de 18 cm.

Para y se obteve:

$$n^{\text{o}} \text{ barras } \emptyset 6,3\text{mm}/m = \frac{2,13}{0,312} = 6,82$$

Então calcula-se o espaçamento por:

$$s = \frac{100}{6,82} = 14,66 \text{ cm}$$

A quantidade de armadura necessária é dada por:

$$n^{\text{a}} \text{ barras} = \frac{L_{0x}}{s} - 1 = \frac{353}{14} - 1 = 24,21 = 25$$

Logo a armadura positiva em y da laje L2 são 25 barras de 6,3 mm com espaçamento de 14 cm.

Para o cálculo do comprimento de corte das barras se é necessário escolher o tipo de armação, a laje pode ser armada com armadura corrida, onde as barras vão de um lado ao outro da laje, ou com economia de ponta, onde as barras não vão até o fim e são dispostas intercaladamente. Optou-se por adotar armadura corrida.

Primeiramente se calculou o comprimento de ancoragem para se verificar se seria possível o uso de ancoragem reta ou seria necessário o uso de ganchos. O comprimento, l_b é dado pelo maior de dois valores, com segue abaixo.

$$l_b \geq \begin{cases} 10 * \emptyset = 10 * 0,63 = 6,3 \text{ cm} \\ 6 \text{ cm} \end{cases}$$

Logo o valor de l_b é de 6,3 cm. Sendo que descontando o cobrimento de 3 cm da base do apoio, que é uma viga com 17 cm, se tem um espaço disponível para a ancoragem reta de 14 cm. Optou-se por utilizar 14 cm de ancoragem para facilitar a execução.

O comprimento de corte das armaduras positivas de L2 é dado por

$$C_x = l_{0x} + 2 * 14 = 353 + 2 * 14 = 381 \text{ cm}$$

$$C_y = l_{0y} + 2 * 14 = 403 + 2 * 14 = 431 \text{ cm}$$

Tabela 13 - Comprimento de corte

Laje	h [cm]	Direção x				Direção y			
		ϕ [mm]	s [cm]	Nº barras	Compr. de Corte [cm]	ϕ [mm]	s [cm]	Nº barras	Compr. de Corte [cm]
L1	8	6,3	16	28	151	6,3	16	8	481
L2	9	6,3	18	22	381	6,3	14	25	431
L3	8	6,3	16	18	181	6,3	16	10	311
L4	8	6,3	16	18	181	6,3	16	10	311
L5	8	6,3	16	20	131	6,3	16	6	351
L6	9	6,3	18	28	431	6,3	18	25	481
L7	8	6,3	16	26	369	6,3	16	21	441
L8	8	6,3	11	54	369	6,3	16	21	623
L9	8	6,3	16	21	209	6,3	16	11	369
L10	8	6,3	16	26	181	6,3	16	10	441
L11	13	8,0	18	34	623	8,0	17	35	683
L12	8	6,3	12	36	441	6,3	16	26	513
L13	9	8,0	14	41	407	6,3	16	24	603

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.6.4 Armaduras Negativas

O cálculo da armadura negativa é análogo ao da positiva, com algumas pequenas diferenças. Primeiramente foi realizada uma estimativa do diâmetro das barras para a definição do d , onde a diferença é que como a armadura negativa é utilizada na ligação das lajes se toma como altura h a menor das alturas das lajes envolvidas. Logo, como entre L2 e L3 a menor altura é de L3, se tomou 8 cm como altura resultando em um diâmetro inicial de 10 mm. E entre L2 e L7 a menor espessura é de L7, 8 cm, resultando em um diâmetro inicial de 10 mm.

A armadura negativa fica próxima a face superior da laje, logo na obtenção das fórmulas do dimensionamento o valor de d é a distância do centro da barra superior até a fibra inferior mais afastada. Logo o d utilizado é

$$d = h - 1,5 - \frac{\phi}{2}$$

Onde o valor do cobrimento é dado por 1,5 cm, pois o quarto está em ambiente interno, seco e com piso cerâmico, conforme consta na NBR 6118:2014.

Resolvendo a equação de x , para a ligação L2-L3, adotando $\phi = 6.3 \text{ mm}$

$$d = 8 - 1,5 - \frac{0,63}{2} = 6,2 \text{ cm}$$

$$x = \frac{6,2 - \sqrt{6,2^2 - \frac{2 * 106}{0,85 * \frac{2,5}{1,4} * 100}}}{0,8} = 0,14$$

Com o x encontrado a relação x/d fica

$$\frac{x}{d} = \frac{0,14}{6,2} = 0,02$$

Como $x/d \leq 0,259$ então a seção se encontra no domínio 2.

Logo o cálculo da armadura é dado por

$$A_s = \frac{106}{\frac{50}{1,15} (6 - 0,4 * 0,14)} = 0,40 \text{ cm}^2/m$$

Resolvendo a equação de x, para a ligação L2-L7, adotando $\phi = 8,0 \text{ mm}$

$$d = 8 - 1,5 - \frac{8,0}{2} = 6,1 \text{ cm}$$

$$x = \frac{6,1 - \sqrt{6,1^2 - \frac{2 * 839}{0,85 * \frac{2,5}{1,4} * 100}}}{0,8} = 1,23$$

Com o x encontrado a relação x/d fica

$$\frac{x}{d} = \frac{1,23}{6,1} = 0,20$$

Como $x/d \leq 0,259$ então a seção se encontra no domínio 2.

Logo o cálculo da armadura é dado por

$$A_s = \frac{839}{\frac{50}{1,15} (6,1 - 0,4 * 1,23)} = 3,44 \text{ cm}^2$$

3.1.6.4.1 Armadura Mínima

A armadura mínima negativa segue o mesmo princípio da positiva, ressaltando que a área de concreto utilizada é a da laje com maior altura. Outro ponto importante é que não a fator de minoração nesse caso. Então a armadura mínima é dada por, para ambas direções

$$A_{smin}^- = \frac{0,15}{100} * A_{concreto} = \frac{0,15}{100} * 100 * 9 = 1,35 \text{ cm}^2/m$$

Portanto como a armadura calculada em x , ligação L2-L3, resultou em um valor menor que o mínimo, logo foi adotado o valor mínimo. Na ligação L2-L7 se manteve a calculada, pois seu valor é superior ao mínimo.

Segue uma tabela com as armaduras obtidas.

Tabela 14 - Armaduras negativas

Ligação	maior h [cm]	Φ [mm]	d [cm]	x [cm]	As- [cm ² /m]	As min [cm ² /m]	As adot [cm ² /m]
L1 - L6	9	6,3	7,19	0,13	0,38	1,20	1,20
L3 - L2	9	6,3	7,19	0,12	0,34	1,35	1,35
L3 - L4	8	6,3	6,19	0,18	0,50	1,20	1,20
L4 - L6	9	6,3	7,19	0,12	0,34	1,20	1,20
L6 - L6	9	10,0	7,00	1,34	3,75	1,35	3,75
L5 - L8	8	6,3	6,19	0,10	0,28	1,20	1,20
L7 - L2	9	8,0	7,10	1,03	2,89	1,35	2,89
L7 - L8	8	6,3	6,19	0,65	1,82	1,20	1,82
L9 - L8	8	6,3	6,19	0,22	0,62	1,20	1,20
L9 - L9	8	6,3	6,19	0,28	0,78	1,20	1,20
L8 - L11	13	8,0	11,10	0,55	1,54	1,95	1,95
L10 - L7	8	6,3	6,19	0,14	0,40	1,20	1,20
L10 - L12	8	6,3	6,19	0,14	0,40	1,20	1,20
L12 - L11	13	8,0	11,10	0,61	1,69	1,95	1,95
L12 - L12	8	8,0	6,10	1,25	3,48	1,20	3,48
L11 - L11	13	12,5	10,88	2,25	6,29	1,95	6,29

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.6.4.2 Definição da Armadura

A definição das armaduras negativas é exatamente igual ao das positivas. É de se ressaltar que no cálculo do número final de barras foi utilizado o comprimento da intersecção entre as lajes. Resultando em uma armadura negativa entre as lajes L2 e L3 de 17 barras de 6.3 mm com espaçamento de 16 cm, lembrando que o comprimento solidário das lajes L2-L3 é de 283 cm. E em L2-L7 ficou em 25 barras de 8 mm com espaçamento de 14 cm.

O cálculo do comprimento para a armadura negativa é ligeiramente diferente da armadura positiva. Primeiramente a armadura é dividida entre as lajes cujos momentos foram compatibilizados, no caso L2 e L3, sendo que o comprimento utilizado nos cálculos é o maior dos comprimentos em x entre as lajes. Porém quando a laje não possui momento negativo, ou seja, não contribuiu no momento negativo compatibilizado, seu comprimento não é considerado. O comprimento total é dado somando as duas armaduras com os ganchos necessários.

$$C_t = 2 * (0,25 * l_{max} + 10 * \phi) + \text{gancho 1} + \text{gancho 2}$$

Como mencionado anteriormente o l_{max} é o vão em x da laje L3, que é 1,578 m. Os ganchos são calculados um para cada laje, é são dados apenas diminuindo o cobrimento superior e o inferior da altura da laje. Logo:

$$\text{gancho1} = 9 - 1,5 - 2,5 = 5 \text{ cm}$$

$$\text{gancho2} = 8 - 1,5 - 2,5 = 4 \text{ cm}$$

Se obtendo:

$$C_t = 2 * (0,25 * 157,8 + 10 * 0,63) + 5 + 4 = 100,5 \text{ cm}$$

Tabela 15 - Detalhamento das armaduras

Ligação	Φ adot [mm]	s adot [cm]	Gancho 1 [cm]	Gancho 2 [cm]	ct [cm]	nº barras
L1 - L6	6,3	16	4	5	86	28
L3 - L2	6,3	16	4	5	101	18
L3 - L4	6,3	16	4	4	100	18
L4 - L6	6,3	16	4	5	101	18
L6 - L6	10,0	18	5	5	235	22
L5 - L8	6,3	16	4	4	75	20
L7 - L2	8,0	14	4	5	198	25
L7 - L8	6,3	16	4	4	194	21
L9 - L8	6,3	16	4	4	114	21
L9 - L9	6,3	16	4	4	114	21
L8 - L11	8,0	16	4	9	202	41
L10 - L7	6,3	16	4	4	100	26
L10 - L12	6,3	16	4	4	100	26
L12 - L11	8,0	15	4	9	238	32
L12 - L12	8,0	14	4	4	233	30
L11 - L11	12,5	20	9	9	345	30

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.7 Estado Limite Último - Cisalhamento

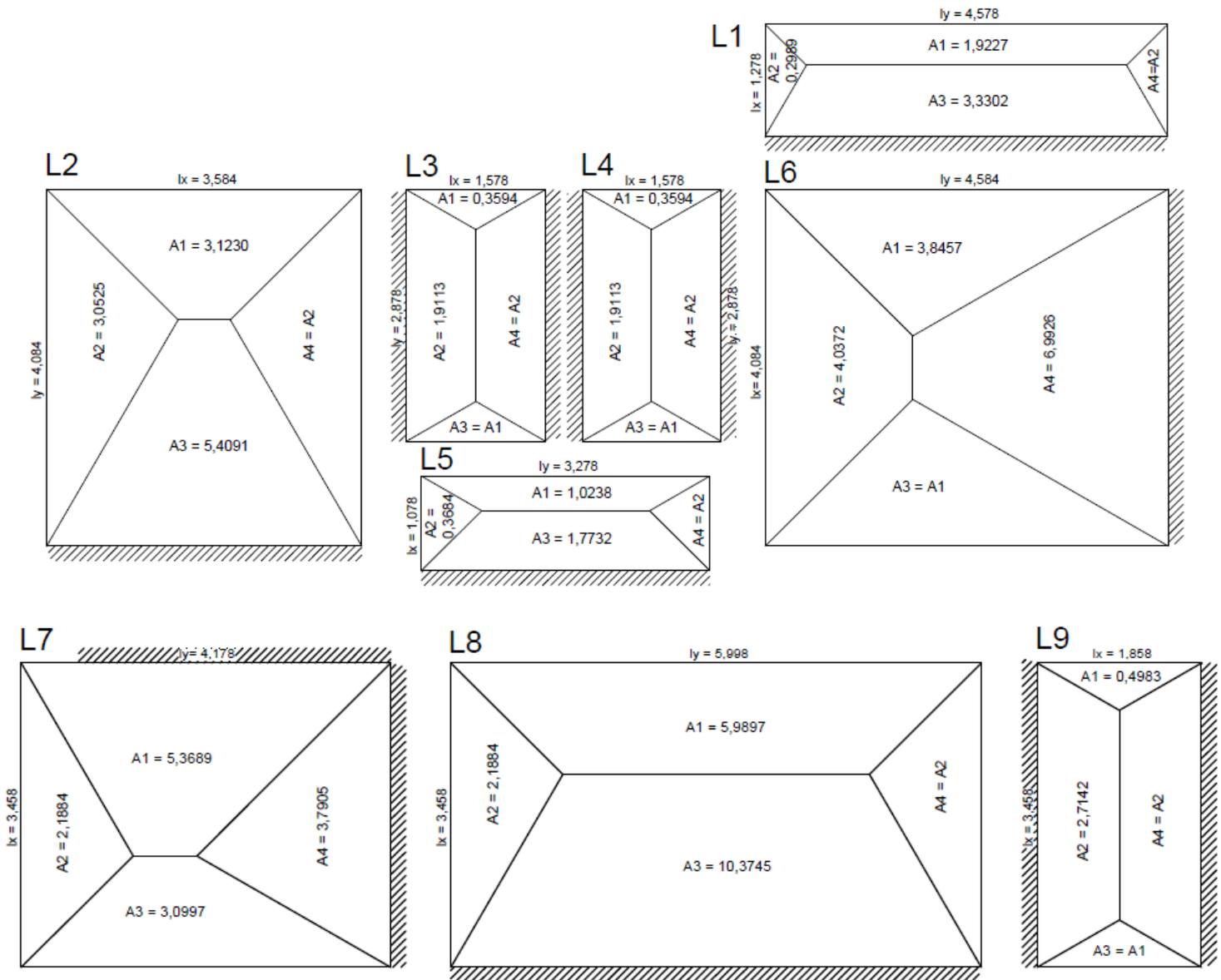
Para a verificação do ELU de cisalhamento é preciso verificar se os esforços aos qual a laje está submetida não ultrapassam os valores limites suportados pelas diagonais tracionadas e as bielas comprimidas no concreto. Caso esse limite seja superado a espessura da laje deve ser aumentada. Primeiramente é necessário o cálculo das reações de apoio da laje, com as quatro reações se compara o valor da maior das reações com os valores limites.

3.1.7.1 Reações de Apoio

São os esforços que as lajes transmitem para as vigas que as suportam. A partir do item 14.7.6.1 da NBR 6118:2014 se pode proceder aos cálculos das reações através dos trapézios e triângulos pela teoria das charneiras plásticas.

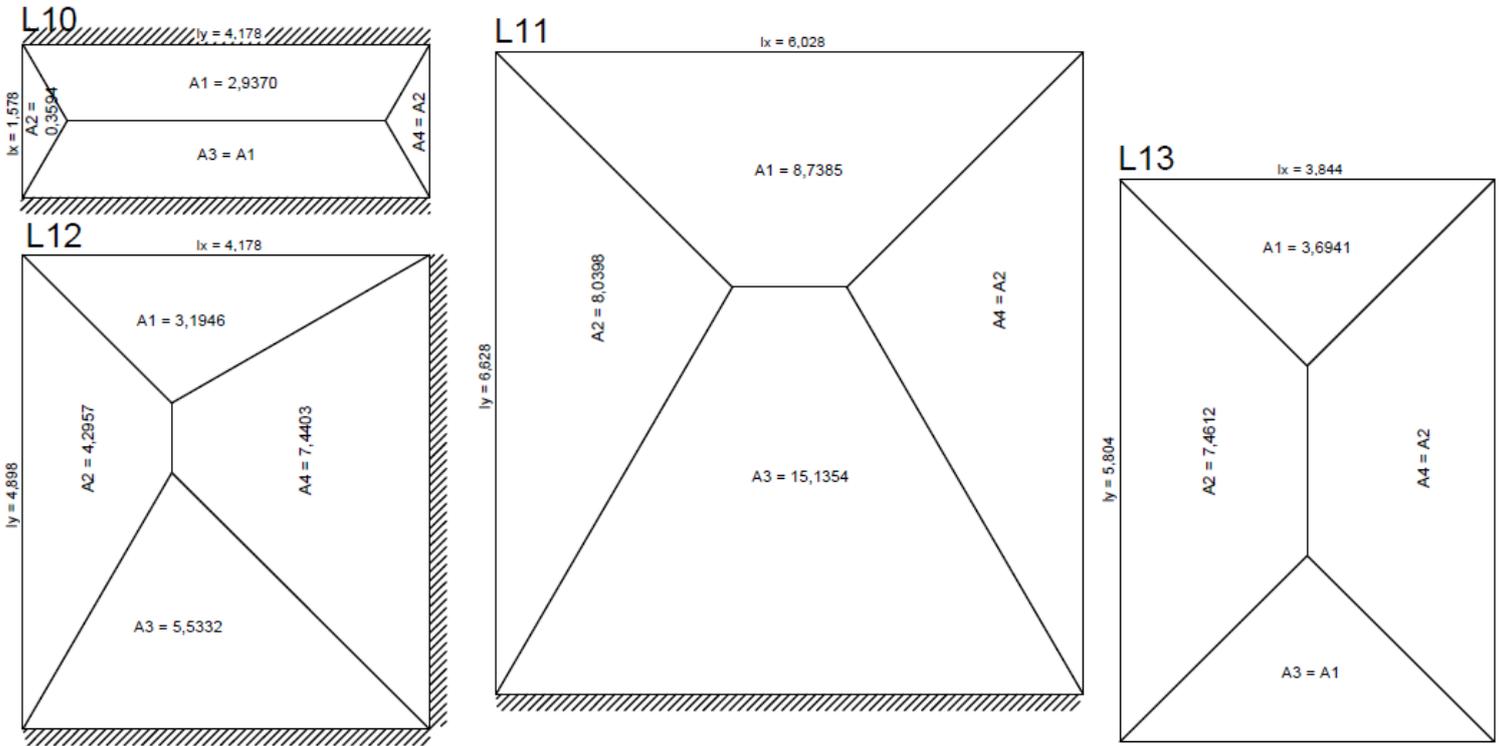
Os valores das reações são obtidos multiplicando o carregamento atuante na laje pela área de influência em relação a viga em análise, área do triângulo ou do trapézio, e dividindo esse resultado pelo comprimento efetivo da viga que recebe esse carregamento. As áreas de influência foram obtidas no AutoCAD a partir do comando área.

Figura 13 - Áreas de influência



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 14 - Áreas de influência



Fonte: Elaborada pelo autor.

Para a laje L2 no estado limite último se obtêm:

$$R_{A_1} = R_{V_2} = \frac{\text{Área} * p}{L} = \frac{3,03m^2 * 8,30kN/m^2}{3,58m} = 7,02kN/m$$

$$R_{A_2} = R_{A_4} = R_{V_{11}} = R_{V_{12}} = \frac{\text{Área} * p}{L} = \frac{2,97m^2 * 8,30kN/m^2}{4,08m} = 6,04kN/m$$

$$R_{A_3} = R_{V_4} = \frac{\text{Área} * p}{L} = \frac{5,25m^2 * 8,30kN/m^2}{3,58m} = 12,16kN/m$$

Estas são as reações, considerando a combinação de carregamentos do ELU, serão comparadas com as diagonais tracionadas e comprimidas. Os resultados das demais lajes são tabelados a seguir.

Tabela 16 - Reações de apoio

Laje	Área	Área de inf. [m ²]	l [m]	p ELU [kN/m ²]	p ELS-F (Fissuras) [kN/m ²]	p ELS-QP (Flechas) [kN/m ²]	Reação ELU [kN/m]	Reação ELS-F (Fissuras) [kN/m]	Reação ELS-QP (Flechas) [kN/m]
L1	A1	1,9227	4,578	7,133	3,895	3,695	2,996	1,636	1,552
	A2=A4	0,2989	1,278				1,668	0,911	0,864
	A3	3,3302	4,578				5,189	2,833	2,688
L2	A1	3,123	3,584	8,315	5,039	4,889	7,245	4,391	4,260
	A2=A4	3,0525	4,084				6,215	3,766	3,654
	A3	5,4091	3,584				12,549	7,605	7,379
L3	A1=A3	0,3594	1,578	6,433	3,695	3,545	1,465	0,842	0,807
	A2=A4	1,9113	2,878				4,272	2,454	2,354
L4	A1=A3	0,3594	1,578	6,433	3,695	3,545	1,465	0,842	0,807
	A2=A4	1,9113	2,878				4,272	2,454	2,354
L5	A1	1,0238	3,278	6,433	3,695	3,545	2,009	1,154	1,107
	A2=A4	0,3684	1,078				2,198	1,263	1,211
	A3	1,7732	3,278				3,480	1,999	1,918
L6	A1=A3	3,8457	4,584	6,783	3,945	3,795	5,691	3,310	3,184
	A2	4,0372	4,084				6,705	3,900	3,752
	A4	6,9926	4,084				11,614	6,755	6,498
L7	A1	5,3686	4,178	6,433	3,695	3,545	8,266	4,748	4,555
	A2	2,1884	3,458				4,071	2,338	2,243
	A3	3,0997	4,178				4,773	2,741	2,630
	A4	3,7985	3,458				7,066	4,059	3,894
L8	A1	5,9857	5,998	6,433	3,695	3,545	6,420	3,687	3,538
	A2=A4	2,1884	3,458				4,071	2,338	2,243
	A3	10,3745	5,998				11,127	6,391	6,132
L9	A1=A3	0,4983	1,858	7,133	3,895	3,695	1,913	1,045	0,991
	A2=A4	2,7142	3,458				5,599	3,057	2,900
L10	A1=A3	2,937	4,178	6,433	3,695	3,545	4,522	2,597	2,492
	A2=A4	0,3594	1,578				1,465	0,842	0,807
L11	A1	8,7385	6,028	8,183	4,945	4,795	11,862	7,169	6,951
	A2=A4	8,0398	6,628				9,926	5,998	5,816
	A3	15,1354	6,028				20,546	12,416	12,040
L12	A1	3,1946	4,178	6,433	3,695	3,545	4,919	2,825	2,711
	A2	4,2957	4,898				5,642	3,241	3,109
	A3	5,5332	4,178				8,520	4,894	4,695
	A4	7,4403	4,898				9,772	5,613	5,385
L13	A1=A3	3,6941	3,844	8,883	4,545	4,245	8,537	4,368	4,079
	A2=A4	7,4621	5,804				11,421	5,843	5,458

Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1.7.2 Biela Tracionada

A maior reação de apoio foi de 12.55 kN/m registrada sobre a viga V4a. Portanto, deve-se fazer a verificação da diagonal tracionada nesse apoio. O esforço ao qual as diagonais resistem é calculado abaixo.

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} * k * (1,2 + 40 * \rho_1)] * b_w * d$$

Onde:

$$\tau_{rd} = 0,25 * \frac{0,7 * 0,3 * \sqrt[3]{f_{cd}^2}}{1,4} = 0,25 * \frac{0,7 * 0,3 * \sqrt[3]{25^2}}{1,4} = 0,32 \text{ MPa} = 0,032 \text{ kN/cm}^2$$

k é uma constante cujo valor para armaduras corridas é dado por $k = 1,6 - d \geq 1$, onde d é em metros,

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{2,23 \text{ (As sobre V4a)}}{100 * 5,56 \text{ (d sobre V4a)}} = 0,0038 < 0,02$$

Logo

$$V_{rd1} = [0,032 * 1,544 * (1,2 + 40 * 0,004)] * 100 * 5,56 = 37,43 \text{ kN/m}$$

Portanto $V_{rd1} \geq 12,55 \text{ kN/m}$, sendo aprovada no critério do ELU de cisalhamento.

3.1.7.3 Biela Comprimida

Novamente verifica-se a reação de apoio sobre a viga V4a. O cálculo do esforço suportado pelas bielas é dado por:

$$V_{rd2} = 0,5 * \alpha_{v1} * f_{cd} * b_w * 0,9 * d$$

Onde $\alpha_{v1} = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,7 - \frac{25}{200} = 0,575 \leq 0,5$, adotando 0,5 e d=5.56 cm (viga

V4a) se tem:

$$V_{rd2} = 0,5 * 0,5 * \frac{2,5}{1,4} * 100 * 0,9 * 5,56 = 248,21 \text{ kN/m}$$

Logo as bielas resistem a muito mais do que estão submetidas com o 12,55 kN/m.

3.1.8 Estado Limite de Serviço – Deformação Excessiva

3.1.8.1 Momento de Fissuração

NBR 6118:2014, item 17.3.1: “Nos estados-limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração.”

Ele é calculado pela seguinte fórmula

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t}$$

Onde

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

$y_t = \frac{9}{2} = 4,5\text{cm}$, distância do centro de gravidade para a fibra mais tracionada;

$I_c = \frac{b*h^3}{12} = \frac{100*9^3}{12} = 6075,00\text{ cm}^4$, momento de inércia da seção bruta;

$f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 * \sqrt[3]{25^2} = 2,56\text{MPa} = 0,256\text{kN/cm}^2$, resistência a

tração direta do concreto.

Logo

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t} = \frac{1,5 * 0,256 * 6075}{4,5} = 5,19\text{ kNm}$$

3.1.8.2 Momentos de Serviço

A partir da combinação quase permanente de carregamentos, pode-se calcular os momentos fletores de serviço.

$$M_x = \mu_x * \frac{p * (l_x)^2}{100} = 4,06 * \frac{4,89 * 3,59^2}{100} = 2,55\text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y * \frac{p * (l_x)^2}{100} = 3,97 * \frac{4,89 * 3,59^2}{100} = 2,49\text{ kNm}$$

$$M_{y-} = \mu_y * \frac{p * (l_x)^2}{100} = 9,46 * \frac{4,89 * 3,59^2}{100} = 5,94\text{ kNm}$$

O momento negativo em y superou o valor do momento de fissuração, caracterizando uma seção fissurada, Estádio II. Logo as flechas desta laje devem ser calculadas considerando o estado fissurado.

3.1.8.3 Flecha Imediata

A equação para a flecha imediata é dada por:

$$f_0 = \frac{\alpha}{100} * \frac{p * l_x^4}{E_{cs} * h_{eq}^3}$$

Onde:

α : tabela de Bares;

h_{eq} é obtido a partir do $I_{eq,laje}$;

E_{cs} : módulo de elasticidade secante, que, para o C25, é igual a 24150MPa;.

O valor de $I_{eq,laje}$ representa uma ponderação entre os momentos de inércia fissurados da laje, que leva em consideração os diferentes momentos fletores atuando na mesma. Segundo IBRACON (2006), $I_{eq,laje}$ pode ser dado por:

$$I_{eq,laje} = I_{eq,negativo1} * 0.15 + I_{eq,positivo} * 0.70 + I_{eq,negativo2} * 0.15$$

Onde:

$$I_{eq,negativo1} = \left(\frac{M_r}{M_{sd,negativo1}} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{sd,negativo1}} \right)^3 I_{II,negativo1} \right] \leq I_c$$

$$I_{eq,negativo2} = \left(\frac{M_r}{M_{sd,negativo2}} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{sd,negativo2}} \right)^3 I_{II,negativo2} \right] \leq I_c$$

$$I_{eq,positivo} = \left(\frac{M_r}{M_{sd,positivo}} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{sd,positivo}} \right)^3 I_{II,positivo} \right] \leq I_c$$

Essa formulação foi desenvolvida para ser utilizadas em vigas, onde sua adaptação para lajes se faz, por segurança, através da escolha dos momentos no menor vão da laje. Entretanto, neste caso, o menor vão não possui momentos negativos e o momento negativo do maior vão fissurou a laje. Considerando que trata-se de uma laje muito quadrada ($\lambda = 1.1$)

sabe-se que, para este caso, a flecha é consideravelmente influenciada pela fissuração do apoio negativo do maior vão. Portanto, para este caso, optou-se por calcular o momento de inércia equivalente da laje através da adoção dos momentos do maior vão.

O valor de I_c representa o momento de inércia bruto, dado por:

$$I_c = \frac{b * h^3}{12} = \frac{1 * 0,9^3}{12} = 6,08 * 10^{-5} m^4$$

Já o valor de I_{II} representa o momento de inércia com a seção totalmente fissurada, dado por:

$$I_{II} = \frac{b * x_{II}^3}{3} + \alpha_e * A_s * (d - x_{II})^2 + (\alpha_e - 1) * A'_s * (x_{II} - d')^2$$

ou, desconsiderando a existência de armadura de compressão:

$$I_{II} = \frac{b * x_{II}^3}{3} + \alpha_e * A_s * (d - x_{II})^2$$

Por sua vez, x_{II} é dado por:

$$x_{II} = -\frac{(\alpha_e - 1)A'_s + \alpha_e A_s}{b} + \sqrt{\left(\frac{(\alpha_e - 1)A'_s + \alpha_e A_s}{b}\right)^2 + 2 \frac{d'(\alpha_e - 1)A'_s + d \alpha_e A_s}{b}}$$

Ou, novamente desconsiderando a armadura de compressão, x_{II} é dado por:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e * A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b * d}{A_s * \alpha_e}} \right)$$

Onde

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{24164} = 8,69$$

Como I_{II} é função da armadura no local analisado, existem diferentes valores de I_{II} na laje.

Como somente o momento fletor negativo $M_{y-} = 5,94 kNm$ fissurou a laje, tem-se apenas 1 momento fletor equivalente para ser calculado. Os demais momentos fletores

resultaram em valores inferiores ao de fissuração, o que provocaria um momento equivalente superior ao da seção bruta, o que é ilógico. Logo, a equação de $I_{eq,laje}$ é dada por:

$$I_{eq,laje} = I_{eq,negativo1} * 0.15 + I_c * 0.70 + I_c * 0.15$$

Logo, x_{II} para os valores obtidos para a direção y negativa é dado por:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e * A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b * d}{A_s * \alpha_e}} \right)$$

$$\alpha_e = 8,69$$

$$d = 6.1 \text{ cm}$$

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

$$A_s = \frac{100 \text{ cm}}{s} * A_{uni} = \frac{100 \text{ cm}}{14 \text{ cm}} * 3.14 * \left(\frac{0.8}{2}\right)^2 = 3.59 \text{ cm}^2$$

$$x_{II} = \frac{8,69 * 3,59 * 10^{-4}}{1} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 1 * 0,061}{3,59 * 10^{-4} * 8,69}} \right) = 0,0166 \text{ m} = 1.66 \text{ cm}$$

Com isso:

$$I_{II} = \frac{b * x_{II}^3}{3} + \alpha_e * A_s * (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{1 * 0,0166^3}{3} + 8,69 * 3.35 * 10^{-4} * (0,061 - 0,0166)^2 = 7.68 * 10^{-6} m^4$$

Resultando:

$$I_{eq,negativo1} = \left(\frac{5,19}{5,94}\right)^3 * 6,08 * 10^{-5} + \left[1 - \left(\frac{5,19}{5,94}\right)^3 * 7.68 * 10^{-6}\right] = 4.31 * 10^{-5} m^4$$

Deste modo:

$$I_{eq,laje} = I_{eq,negativo1} * 0.15 + I_c * 0.70 + I_c * 0.15$$

$$I_{eq,laje} = 4.31 * 10^{-5} * 0.15 + 6,08 * 10^{-5} * 0.85 = 5.81 * 10^{-5} m^4$$

Sabendo que:

$$I_{eq} = \frac{b * h_{eq}^3}{12}$$

Tem-se:

$$5.81 * 10^{-5} = \frac{1 * h_{eq}^3}{12}$$

$$h_{eq} = 0.089 \text{ m}$$

Adota-se que o tempo de escoramento é de 28 dias e que a construção da alvenaria ocorrerá após a retirada das escoras. Portanto, são duas etapas a serem consideradas para o cálculo da flecha imediata. A primeira situação tem-se um carregamento composto pela combinação quase permanente menos a carga da alvenaria ($4,889 - 1,09 = 3,80 \text{ kN/m}^2$). A segunda situação ocorre após a construção da parede, onde deve-se considerar a carga completa da combinação quase permanente ($4,889 \text{ kN/m}^2$).

O cálculo da flecha imediata para a primeira situação, ou seja, a flecha que ocorre após a retirada das escoras, porém antes da construção da parede, é dada por:

$$f_0 = \frac{4,38}{100} * \frac{3,80 * 3,59^4}{24150 * 10^3 * 0,089^3} = 0,14 \text{ cm} = 1,4 \text{ mm}$$

Imaginando a construção da parede imediatamente após a retirada das escoras, tem-se agora a segunda etapa, com uma flecha imediata dada por:

$$f_0 = \frac{4,38}{100} * \frac{4,89 * 3,59^4}{24150 * 10^3 * 0,088^3} = 0,21 \text{ cm} = 2,1 \text{ mm}$$

3.1.8.4 Flecha adicional diferida no tempo

É a flecha devido à fluência do concreto, com o passar do tempo devido aos carregamentos a que a laje sofre a flecha aumenta, tornando assim necessário o cálculo desse aumento.

A flecha devido à fluência é dada multiplicando a flecha imediata por um fator que tem o tempo como variável. A equação é mostrada a seguir

$$f_{fluencia} = \alpha_f * f_0$$

Onde

$$\alpha_f = \frac{\xi(t) - \xi(t_0)}{1 + 50 * \rho'}$$

Considerando o tempo de escoramento de 28 dias, tem-se:

$$\xi(t_0) = 0,68 * (0,996^{t_0}) * t_0^{0,32}$$

$$\xi(28/30) = 0,68 * (0,996^{28/30}) * (28/30)^{0,32} = 0,66$$

Sendo $\xi(\infty) = 2$ e $\rho' = 0$, se chega a

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,66}{1 + 50 * 0} = 1,34$$

Logo

$$f_{fluencia} = 1,34 * 2,1 = 2,81 \text{ mm}$$

3.1.8.5 Flecha total

A flecha total é a soma da flecha imediata (2,1 mm) com a flecha devido à fluência (2,81 mm) do concreto. A flecha total é de $f_{total} = 4.91 \text{ mm}$.

3.1.8.6 Flechas Admissíveis

3.1.8.6.1 Flecha para Aceitabilidade Visual

$$f_{adm} = \frac{l_x}{250} = \frac{3.85 \text{ m}}{250} = 14.33 \text{ mm}$$

Como a flecha total deu menor, a flecha respeita o máximo permitido.

3.1.8.6.2 Flecha para Aceitabilidade Sensorial de Vibrações

$$f_{adm} = \frac{l_x}{350} = \frac{3.85 \text{ m}}{350} = 10.24 \text{ mm}$$

Nesse caso específico se considera somente as cargas acidentais para calcular a flecha fissurada, conforme abaixo:

$$f'_0 = \frac{q}{p} * f_0 = \frac{1,50}{4,89} * 2,1 = 0,64 \text{ mm}$$

Logo a flecha passou com folga nesse quesito.

3.1.8.6.3 Presença de Paredes

Pelo mesmo motivo que a laje L2 foi a escolhida para servir de exemplo, ela é única que suporta uma parede, é que se torna necessária mais essa verificação. A flecha é dada por:

$$f_{adm} \leq \begin{cases} \frac{l_{par}}{500} \\ 10 \text{ mm} \end{cases} = \frac{3.85 \text{ m}}{500} = 7,7 \text{ mm}$$

Onde, segundo a NBR 6118:2014, l_{par} é “o vão (...) na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.”. Como a parede se desenvolve no menor vão, $l_{par} = 3.85 \text{ m}$.

Logo: $f_{adm} = 7.7 \text{ mm}$.

A flecha que a parede sofre, ou seja, a que ocorre após sua construção é dada pela flecha inicial no dia da retirada das escoras e antes da construção da mesma (1,4 mm) menos a flecha total (4.91 mm), resultando em 3.51 mm.

É respeitado esse limite também. Vale ressaltar que essa é a flecha máxima, no centro do vão, logo como a parede se localiza muito próxima a borda a flecha real é ainda menor.

3.1.9 Estado Limite de Serviço - Abertura de Fissuras

Para a verificação de abertura de fissuras deve ser considerada combinação frequente de ações. A abertura, w , é o menor entre os valores de w_1 e w_2 , dados no item 17.3.3.2 da NBR 6118:2014. Essa abertura é comparada com o valor limite, para a obra em análise esse valor é 0,3 mm. A abertura limite é obtida na tabela 13.4 da NBR 6118:2014 com a classe de agressividade II do local da obra. As equações que resultam nos valores de w_1 e w_2 são as seguintes:

$$w_1 = \frac{\emptyset}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \frac{3 * \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_2 = \frac{\emptyset}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \left(\frac{4}{\rho_{si}} + 45 \right)$$

Onde

\emptyset é o diâmetro da barra em análise;

η_1 é igual a 2,25 para barras nervuradas;

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no Estádio II;

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha_e * M_{sd,freq} * (d - x_{II})}{I_{II}}$$

$\alpha_e = E_s/E_{cs}$;

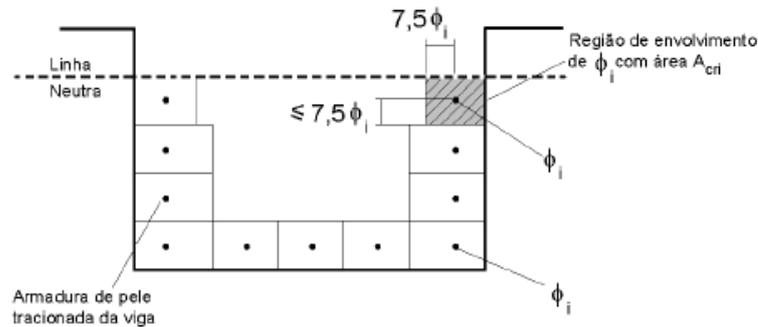
$M_{sd,freq}$: momento fletor devido ao carregamento da combinação frequente;

E_{si} é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro \emptyset ;

f_{ctm} é igual a $0,3 * f_{ck}^{2/3}$;

ρ_{si} é a taxa de armadura em relação a A_{crit} , é a área da barra em análise sobre a área crítica corresponde a ela, como mostra a figura a seguir.

Figura 15 - Concreto de envolvimento da armadura



Fonte: NBR6118:2014, figura 17.3, item 17.3.3.

Os valores de x_{II} e I_{II} foram calculados no item 3.1.9.3, e são:

$$x_{II} = 0,0162 \text{ m}$$

$$I_{II} = 7,68 * 10^{-6} \text{ m}^4$$

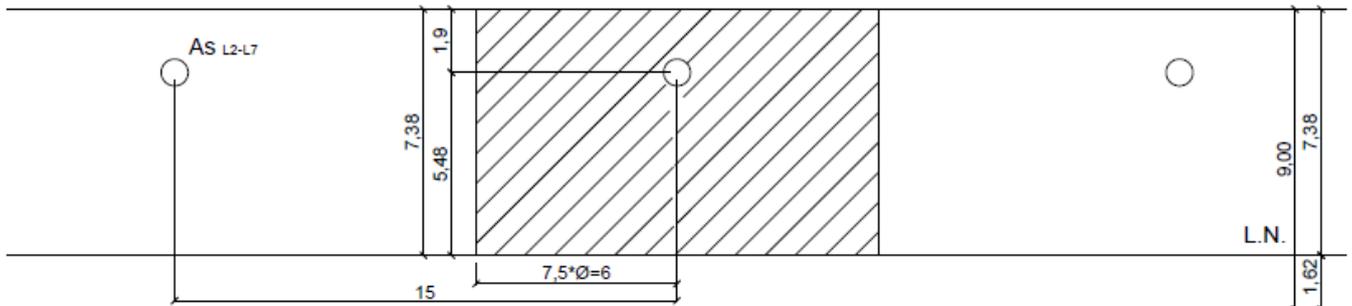
$$\alpha_e = 8.69$$

Logo

$$\sigma_{si} = \frac{8,69 * 6,12 * (0,061 - 0,0162)}{7,27 * 10^{-6}} = 328,36 \text{ MPa}$$

A área crítica para a laje L2 é mostrada na figura a seguir

Figura 16 - Seção laje L2



Fonte: Elaborada pelo autor.

$$A_{crit} = 73,8 * (2 * 60) = 8856 \text{ mm}^2$$

Resultando em:

$$\rho_{si} = \frac{\pi * \left(\frac{8}{2}\right)^2}{8856} = 0,0057$$

$$w_1 = \frac{8}{12,5 * 2,25} * \frac{328,36}{210000} * \frac{3 * 328,36}{2,565} = 0,171 \text{ mm}$$

$$w_2 = \frac{8}{12,5 * 2,25} * \frac{328,36}{210000} * \left(\frac{4}{0,0057} + 45\right) = 0,312 \text{ mm}$$

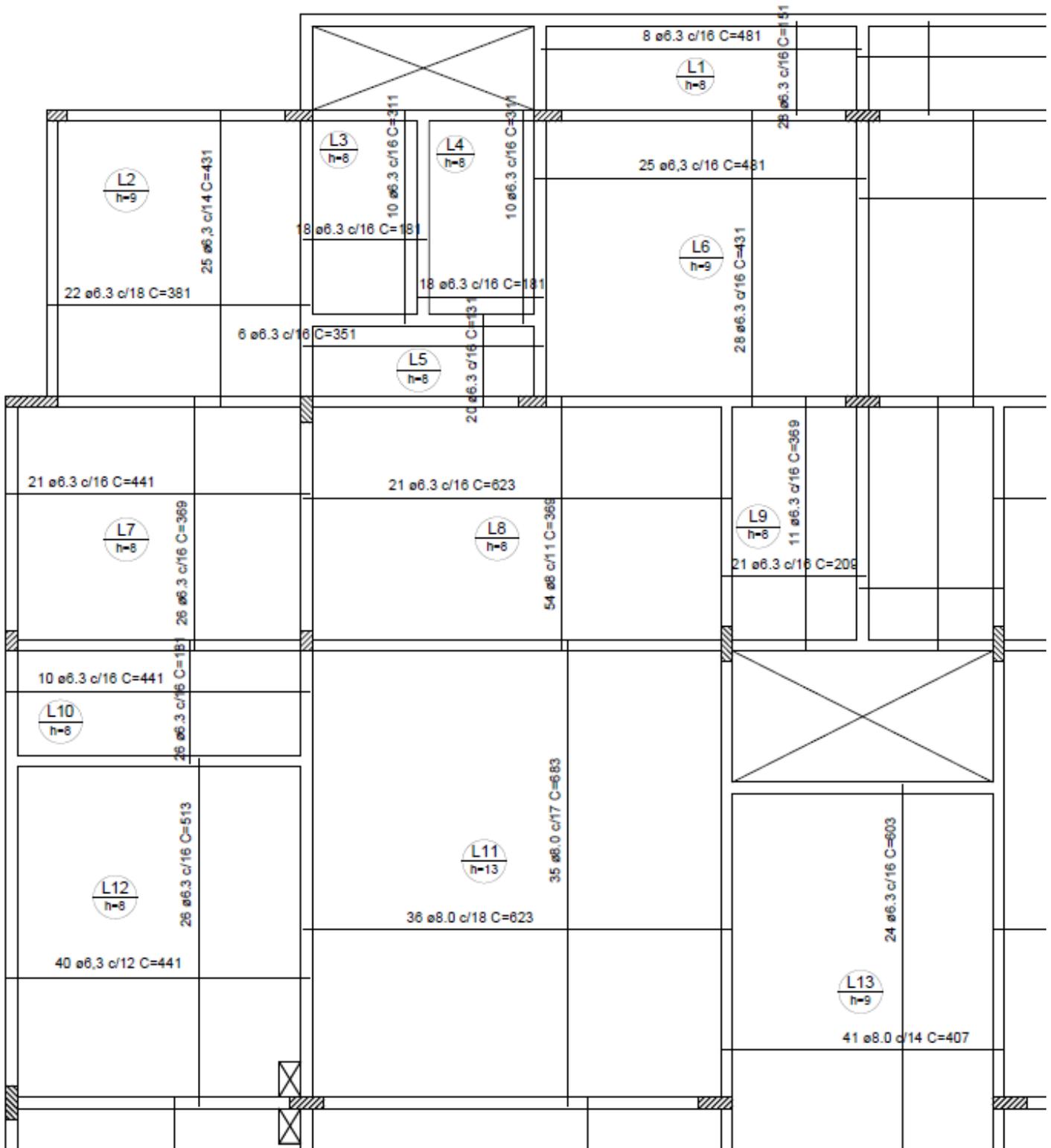
Logo

$$w = 0,171 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$$

Ou seja, as fissuras de L2 estão respeitando o valor máximo da abertura de fissuras.

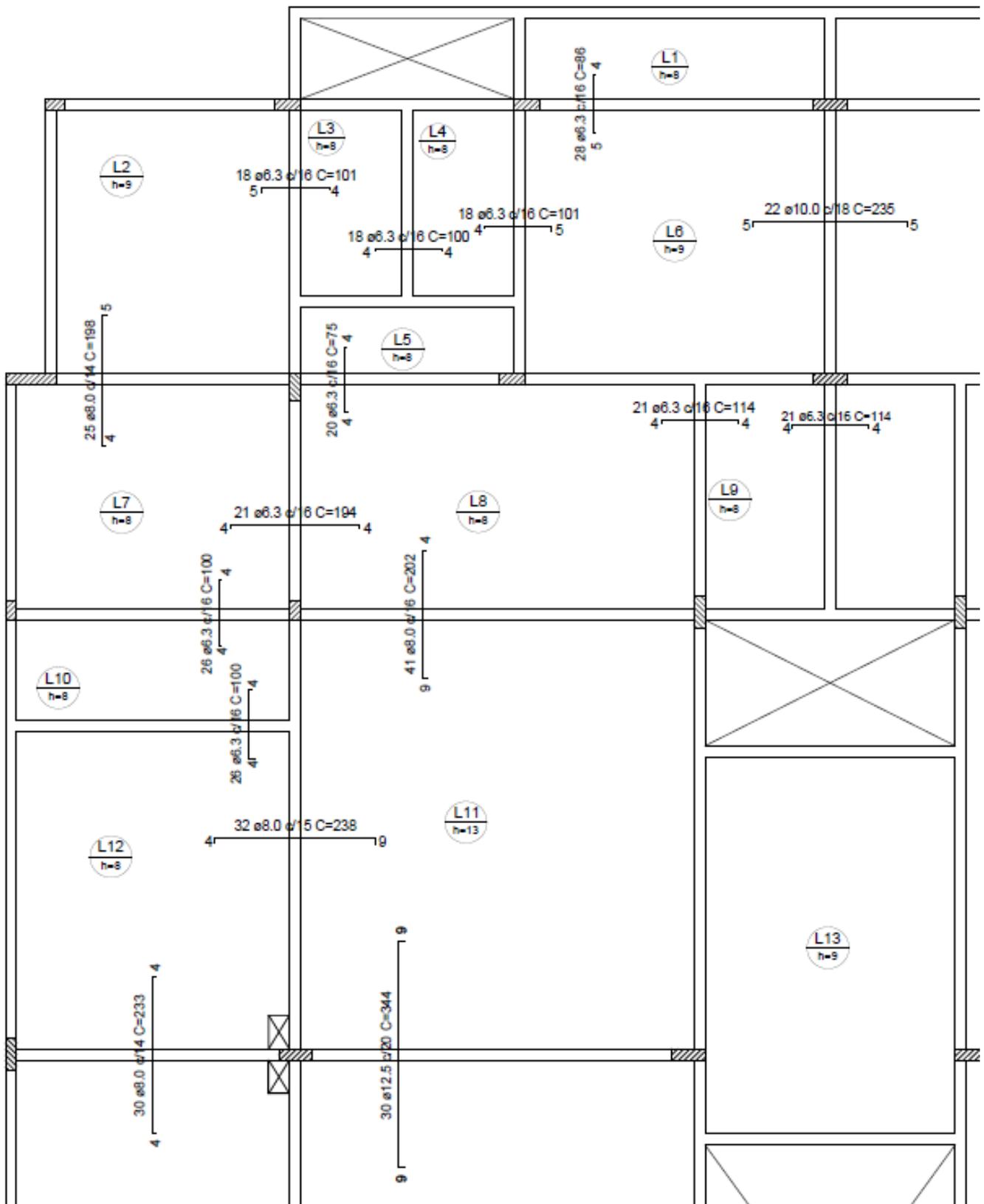
3.1.10 Planta de Armação

Figura 17 - Planta de armação de um dos apartamentos, armaduras positivas.



Fonte: Elaborado pelo autor, AutoCAD.

Figura 18 - Planta de armação de um dos apartamentos, armaduras negativas.



Fonte: Elaborado pelo autor, AutoCAD.

4 CÁLCULO MANUAL DA VIGA

A seguir será mostrado um exemplo de cálculo para uma das vigas.

4.1 VIGA V2

A viga V2 é uma viga simétrica, assim os cálculos aqui mostrados foram feitos para a primeira metade da viga e os resultados obtidos se aplicam a outra metade. Visando facilitar os cálculos, essa metade da viga foi dividida em três segmentos, a, b e c, de acordo com seus pontos de apoio.

Como o procedimento foi realizado com o auxílio de uma planilha eletrônica os resultados mostrados já são os resultantes da última iteração.

4.1.1 Pré-dimensionamento

Como mencionado anteriormente à base das vigas foi limitada pela arquitetura e seu valor é de 17 cm, já a altura foi determinada a partir de recomendação “L/10”, onde o valor do L é o comprimento do vão livre da viga. A altura inicial de V2 é calculada no item 2.2.2 e é de 45 cm.

4.1.2 Vãos efetivos

O cálculo dos vãos efetivos é dado abaixo:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

Sendo a_1 igual ao menor valor entre $(t_1/2$ e $0,3 \cdot h)$ e a_2 igual ao menor valor entre $(t_2/2$ e $0,3 \cdot h)$. Onde t_1 e t_2 são as espessuras dos apoios e h é a altura da viga. Os pilares aos quais V2 se apoia são o P1, P2, P3 e P4. Os três primeiros possuem a maior dimensão sendo 25 cm, já P4 possui 30 cm, como visto no item 2.2.2. Porém, devido à dificuldade de se trabalhar com vigas de dimensão quebradas no Ftool, se decidiu arredondar os comprimentos para facilitar a entrada dos dados no software. Dessa maneira os vãos foram determinados da seguinte forma

$$a_1 = a_2 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm} \\ 0,3 * h = 0,3 * 45 = 13,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_{2c} \leq \begin{cases} \frac{t_2}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \\ 0,3 * h = 0,3 * 45 = 13,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{ef a} = 353 + 12,5 + 12,5 = 378,0 \text{ cm} \rightarrow 380 \text{ cm}$$

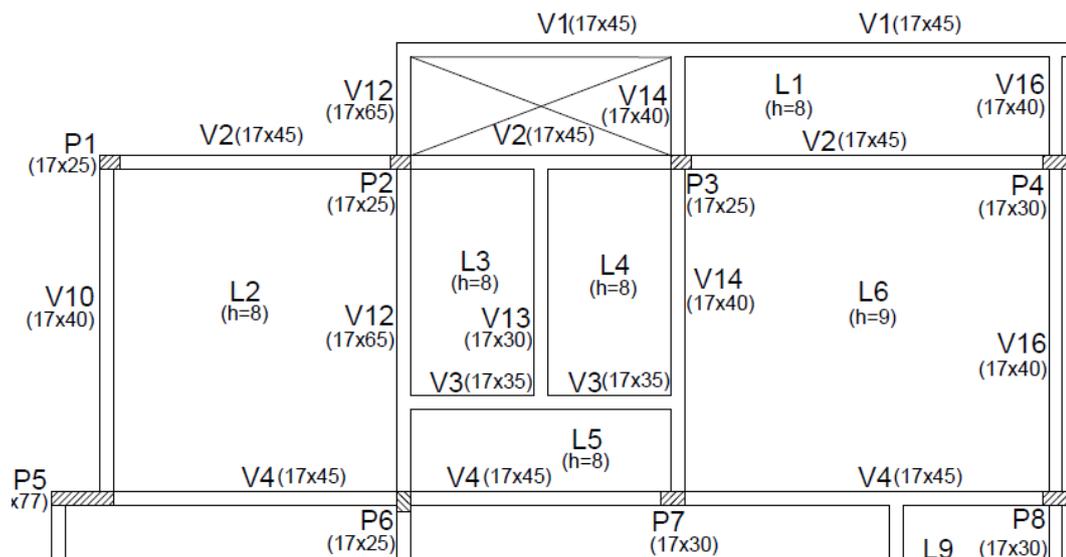
$$l_{ef b} = 323 + 12,5 + 12,5 = 348,0 \text{ cm} \rightarrow 350 \text{ cm}$$

$$l_{ef c} = 453 + 12,5 + 13,5 = 479,0 \text{ cm} \rightarrow 480 \text{ cm}$$

4.1.3 Modelo Estrutural

Os cálculos da viga V2 serão realizados utilizando o modelo de pórtico, o cálculo dos esforços utilizando esse modelo foi realizado com o software Ftool disponibilizado pela PUC-Rio. O modelo construído consiste em inserir os pilares com a metade de seus comprimentos efetivos. Estima-se que os comprimentos efetivos dos pilares sejam seu pé direito estrutural, medido de laje a laje, 2,80 m. A figura a seguir ilustra o modelo utilizado, cujos dados de entrada no programa estão exibidos na Tabela 17 - Dados de entrada Ftool.

Figura 19 - V2



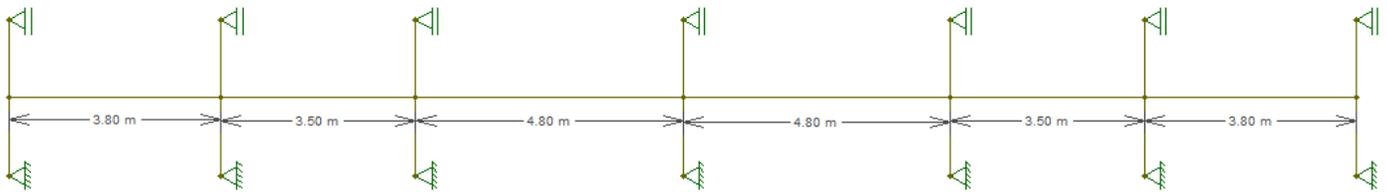
Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 17 - Dados de entrada Ftool

Segmento	a	b	c
Seção Viga - h [cm]	45	45	45
Seção Viga - bw [cm]	17	17	17
Seção Pilares - h [cm]	25	25	25 e 30
Seção Pilares - b [cm]	17	17	17
Comprim. Viga [cm]	380	350	480
Comprim. Pilares [cm]	140	140	140

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 20 – Modelo de pórtico no Ftool, V2



Fonte: Ftool 2015.

4.1.4 Carregamentos e esforços

Para se definir os carregamentos que atuam na viga, primeiramente, foi necessária a obtenção das cargas geradas pelas lajes que se apoiam na viga, cargas essas calculadas no item 3.1.7.1.

Somando os carregamentos gerados pelas lajes com o peso próprio da viga e também com o peso da parede que se apoia na viga, se obtêm os esforços pelo quais V2 está submetida, que são dados pelas combinações mostradas na tabela a seguir. Lembrando que para a combinação última os carregamentos gerados pelo peso próprio e o peso da parede são multiplicados pelo fator de segurança de 1,4. As reações das lajes já possuem os coeficientes correspondentes para cada combinação.

Figura 21 - Carregamentos V2

Segmento	Peso Parede	PP	Laje	Reação da Laje			Combinação		
				Última	Frequente	Quase Perm.	Última	Frequente	Quase Perm.
a	6,19	1,91	L2	7,245	4,391	4,260	18,59	12,49	12,36
b	6,19	1,91	L3	1,465	0,842	0,807	12,81	8,94	8,91
			L4	1,465	0,842	0,807			
c	6,19	1,93	L1	5,189	2,833	2,688	22,22	14,24	13,97
			L6	5,691	3,310	3,184			

Fonte: Elaborado pelo autor.

Além dos carregamentos gerados pelas lajes a viga V2 também recebe um carregamento pontual gerado pela viga V13. O processo utilizado para a obtenção dessa carga também foi o das charneiras plásticas, onde se foi encontrado as reações geradas pelas lajes que se apoiam na viga V13, que foram somadas aos carregamentos de peso próprio e o peso da parede que se apoia em V13. A carga foi encontrada multiplicando o somatório desses carregamentos pelo comprimento de V13 e dividindo por dois, pelo fato de ser uma viga bi-apoiada. Os resultados são mostrados a seguir.

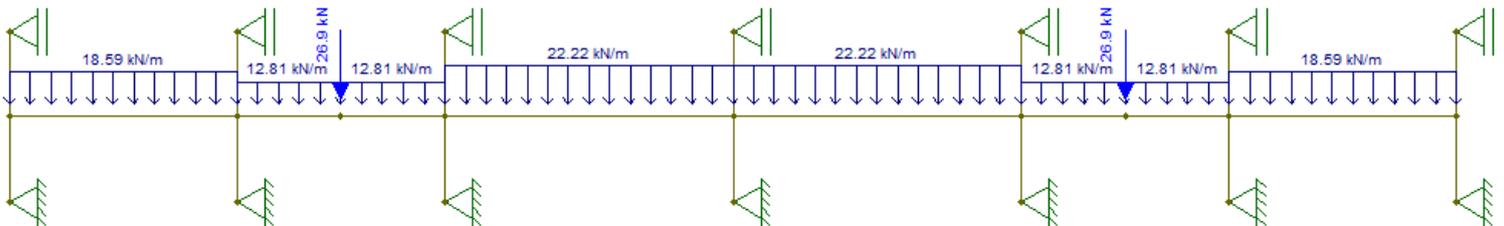
Tabela 18 - Carga gerada pela V13

Combinação	Causas	Carregamentos [kN/m]	Somatório [kN/m]	Reação na V2 [kN]
Última	Laje L3	4,27	18,99	26,87
	Laje L4	4,27		
	PP	1,79		
	PParede	8,67		
Frequente	Laje L3	2,45	12,37	17,50
	Laje L4	2,45		
	PP	1,28		
	PParede	6,19		
Quase Permanente	Laje L3	2,35	12,17	17,22
	Laje L4	2,35		
	PP	1,28		
	PParede	6,19		

Fonte: Elaborada pelo autor.

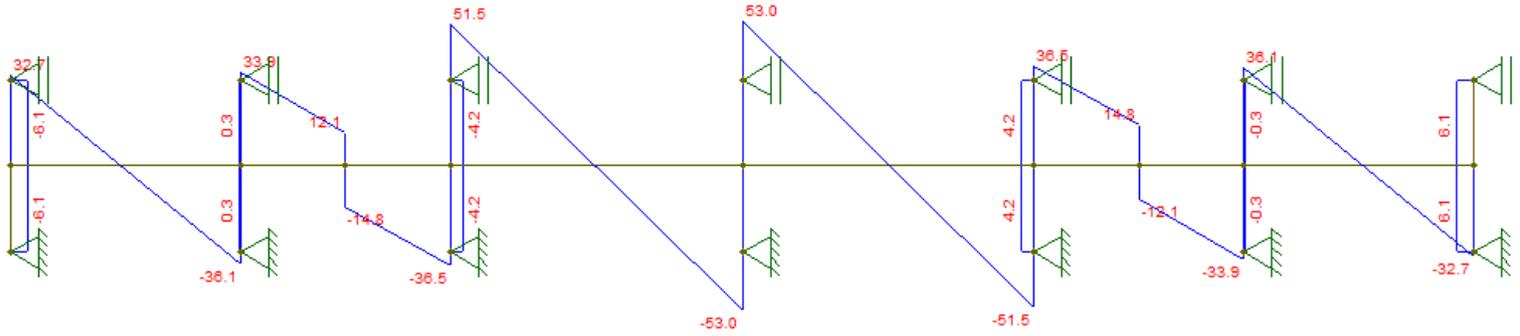
Segue o modelo estrutural juntamente com os carregamentos e os diagramas obtidos no Ftool.

Figura 22 - Carregamentos, Combinação Última



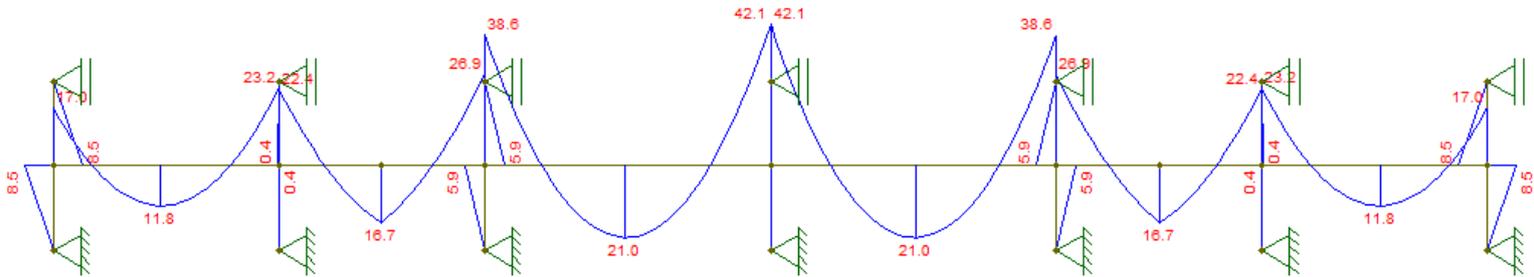
Fonte: Ftool, 2015.

Figura 23 - Diagrama dos esforços cortantes, Combinação Última



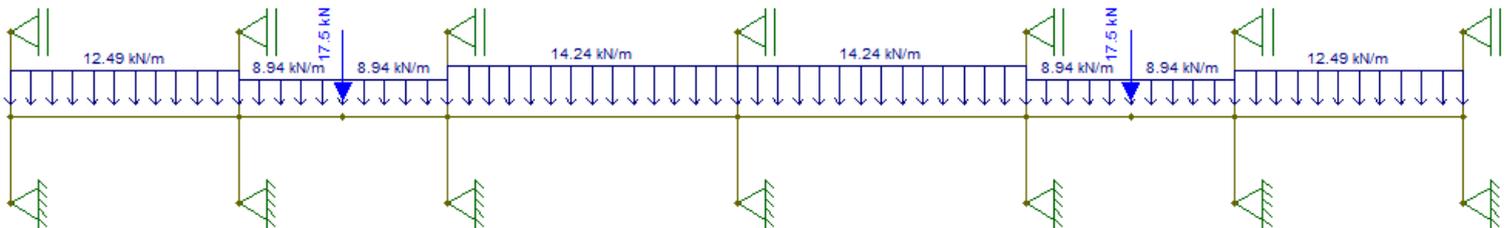
Fonte: Ftool, 2015.

Figura 24 - Diagrama dos momentos fletores, Combinação Última



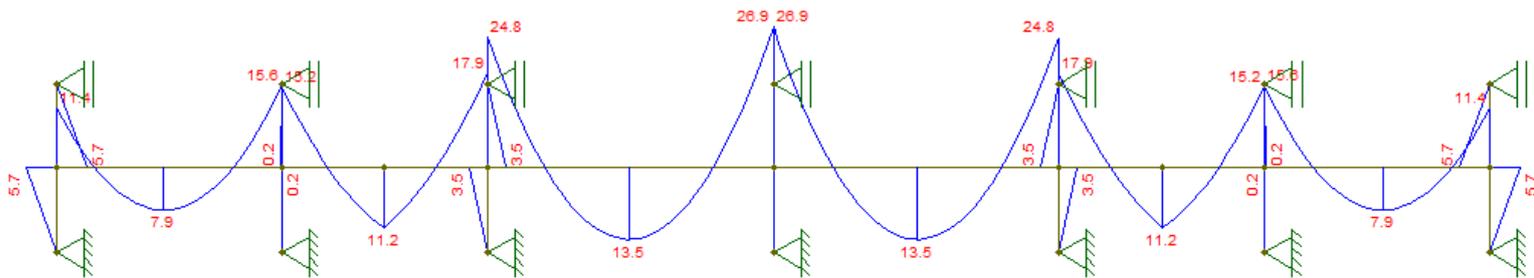
Fonte: Ftool, 2015.

Figura 25 - Carregamentos, Combinação Freqüente



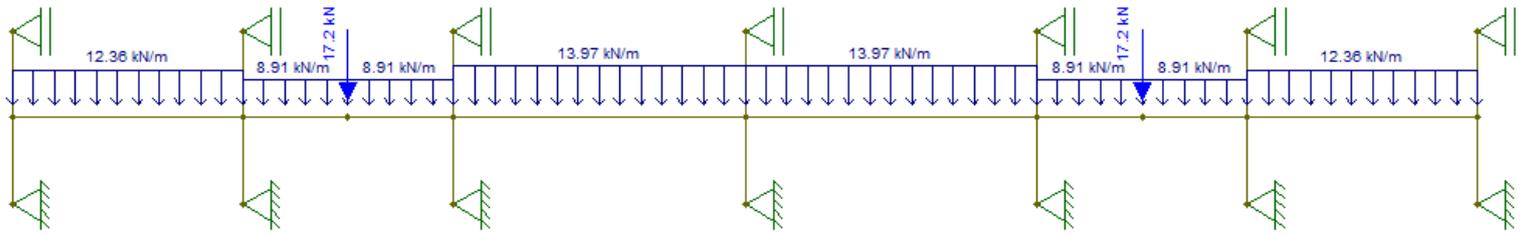
Fonte: Ftool, 2015.

Figura 26 - Diagrama dos momentos fletores, Combinação Freqüente



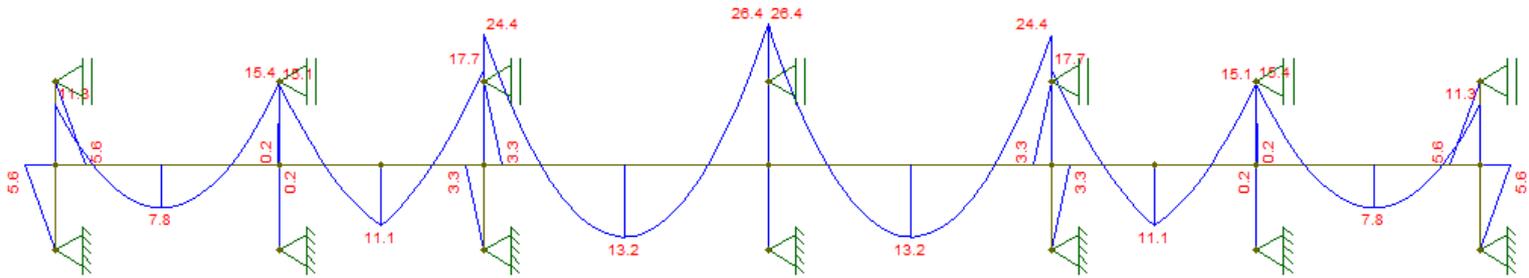
Fonte: Ftool, 2015.

Figura 27 - Carregamentos, Combinação Quase Permanente



Fonte: Ftool, 2015.

Figura 28 - Diagrama dos momentos fletores, Combinação Quase Permanente



Fonte: Ftool, 2015.

4.1.5 Estado Limite Último

4.1.5.1 Momentos Máximos

Os momentos máximos são os momentos utilizados para o cálculo das armaduras, pois representam a situação mais crítica de projeto. Serão utilizados os resultados obtidos através do Ftool. Os momentos máximos encontrados para cada segmento seguem nos diagramas anteriormente mostrados.

4.1.5.2 Armadura Longitudinal

A equação utilizada é a mesma para as lajes:

$$A_s = M_d / (f_{yd} * (d - 0,4 * x))$$

Para iniciar os cálculos é preciso se estimar um valor inicial pra d. Para essa primeira estimativa de d foi utilizada a relação abaixo, tomando uma armadura com 16 mm de diâmetro e, como os maiores momentos ocorreram na face superior da viga, o cobrimento utilizado é o superior, se obteve:

$$d = 45 - \frac{1,6}{2} - 1,5 - 0,63 = 42,07 \text{ cm}$$

Para o cálculo do x será utilizada uma equação resultante do somatório das forças atuantes na seção transversal obtida nas notas de aulas das disciplinas de Concreto Armado I (LORIGGIO, 2016), também já vista no capítulo das lajes.

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{sd}}{0,85 * f_{cd} * b}}}{0,8}$$

Resolvendo a equação de x para o segmento c, para a região onde se localiza o momento de 42,1 kNm, o maior momento encontrado na viga:

$$x = \frac{42,207 - \sqrt{42,07^2 - \frac{2 * 4210}{0,85 * \frac{2,5}{1,4} * 17}}}{0,8} = 5,09 \text{ cm}$$

Com o x encontrado a relação x/d fica

$$\frac{x}{d} = \frac{5,09}{42,027} = 0,121$$

Como $x/d \leq 0,259$ então a seção se encontra no domínio 2. Mas no domínio 2 as seções não estão otimizadas, então foi substituído x por $0,45d$ na equação do x , e isolando d se chegou ao melhor valor de d . Se deve salientar que a mudança na seção resulta em uma mudança no peso próprio da viga, ou seja, os carregamentos mudam, mudando assim os momentos fletores. Logo esses momentos foram recalculados e serão mostrados adiante.

Partindo da equação de x , se obtém, para o segmento c na região de maior momento, a seguinte resolução:

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{sd}}{0,85 * f_{cd} * b}}}{0,8}$$

$$0,45 * d * 0,8 = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{sd}}{0,85 * f_{cd} * b}}$$

$$0,5904 * d^2 = \frac{2 * M_{sd}}{0,85 * f_{cd} * b} = \frac{2 * 4210}{0,85 * \frac{2,5}{1,4} * 17} = 326,31 \text{ cm}^2$$

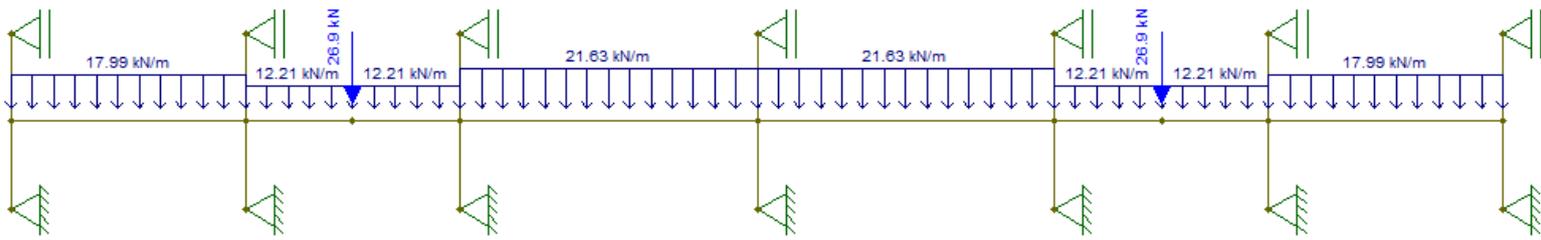
$$d = \sqrt{\frac{326,31}{0,5904}} = 23,51 \text{ cm}$$

Logo a altura da viga passa a ser dada por:

$$h = 23,51 + \frac{1,6}{2} + 1,5 + 0,63 = 27,24 \text{ cm}$$

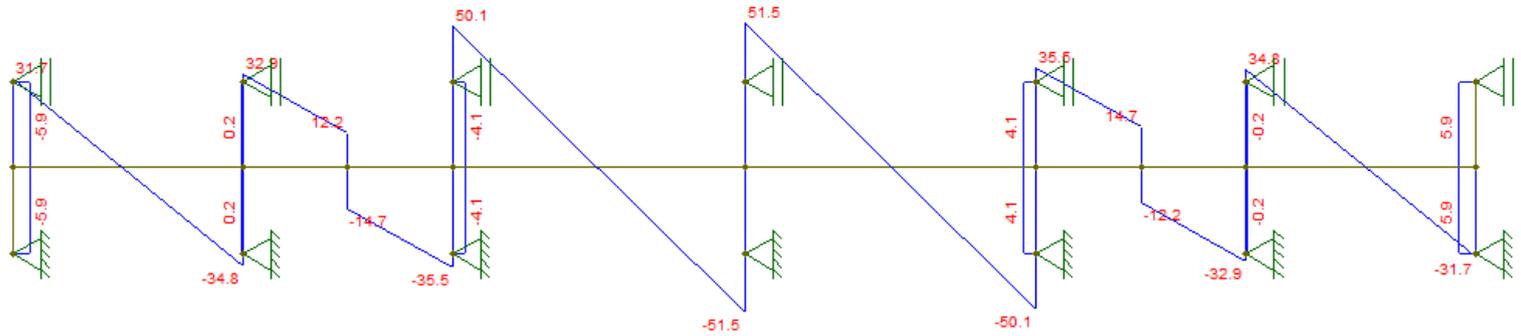
Arredondando para um múltiplo de 5 a viga possuiria altura de 30 cm, porém posteriormente foi observado que a flecha para presença de paredes superava o valor limite, então a partir daqui a altura da viga já será a altura final de 35cm. Essa mudança altera o valor dos carregamentos e até mesmo o vão efetivo dos segmentos, mudando a análise estrutural. Então a partir da nova altura se obteve novos diagramas, mostrados a seguir.

Figura 29 – Carregamentos, Combinação Última



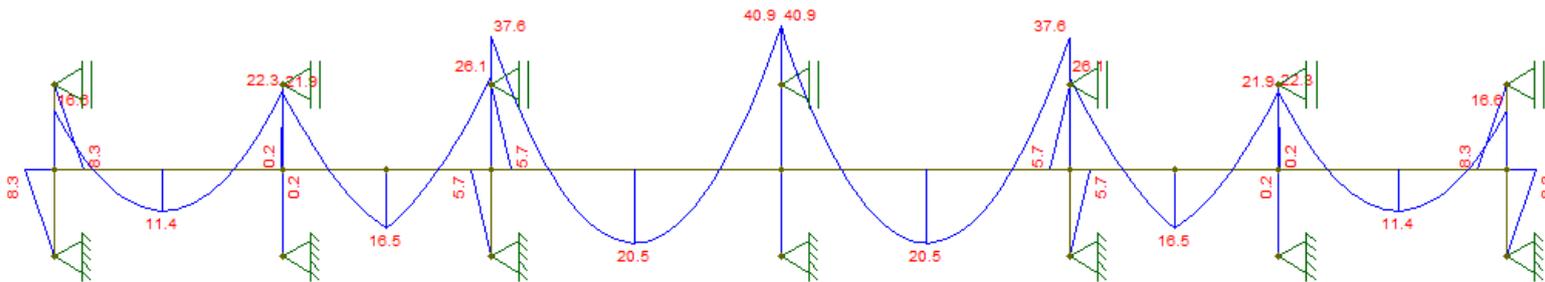
Fonte: Ftool 2015.

Figura 30 – Diagrama esforços cortantes, Combinação Última



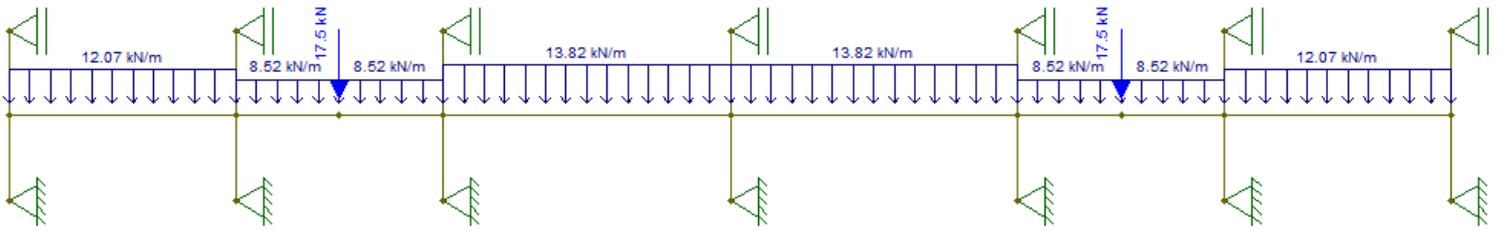
Fonte: Ftool 2015.

Figura 31 – Diagrama momentos fletores, Combinação Última



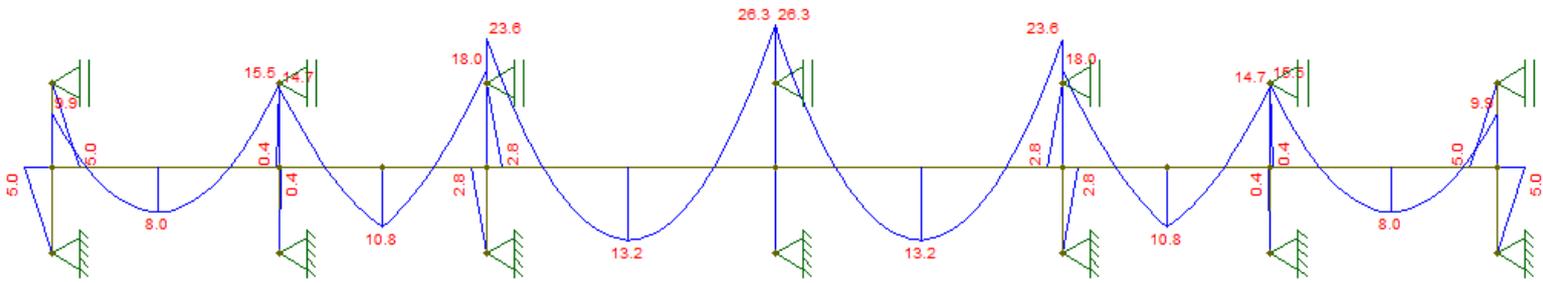
Fonte: Ftool 2015.

Figura 32 - Carregamentos, Combinação Freqüente



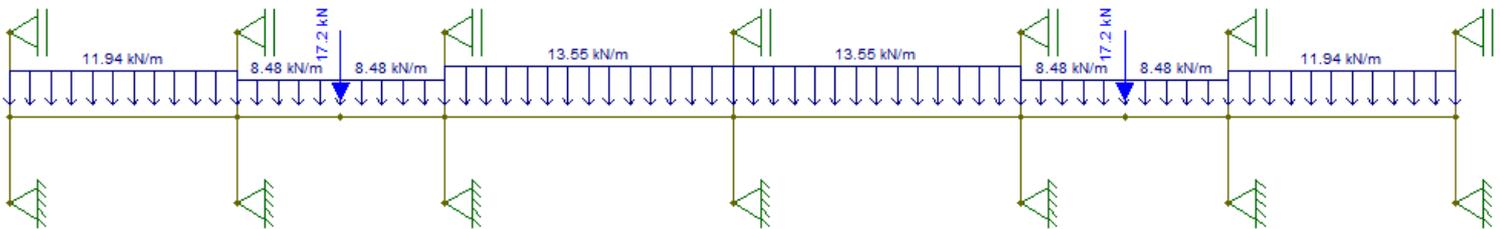
Fonte: Ftool 2015.

Figura 33 - Diagrama dos momentos fletores, Combinação Freqüente



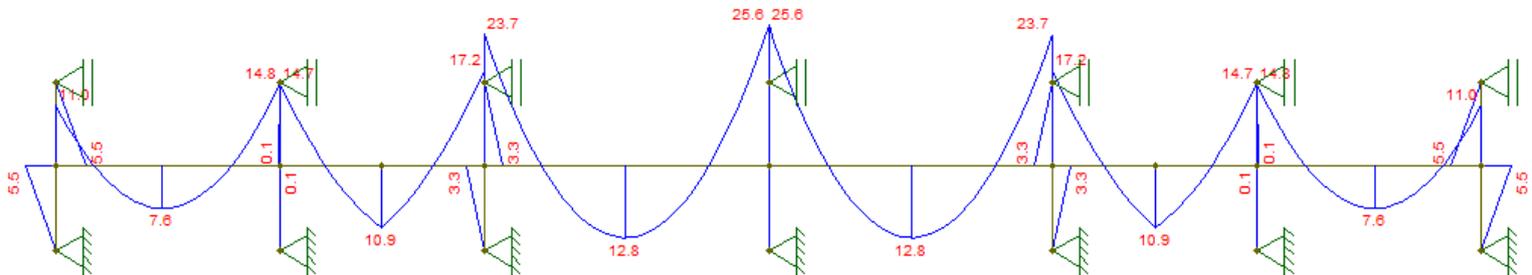
Fonte: Ftool 2015.

Figura 34 - Carregamentos, Combinação Quase Permanente



Fonte: Ftool 2015.

Figura 35 - Diagrama dos momentos fletores, Combinação Quase Permanente



Fonte: Ftool 2015.

O valor de d utilizado para o apoio central da viga, com momento negativo de 40,9 kNm, foi encontrado adotando um diâmetro de 20 mm para as barras e cobrimento de 1,5 cm.

$$d = 35 - 1,5 - 0,63 - \frac{2}{2} = 31,87 \text{ cm}$$

Com os novos valores de momentos e de d , foi calculado o valor de x novamente.

$$x = \frac{31,87 - \sqrt{31,87^2 - \frac{2 * 4090}{0,85 * \frac{2,5}{1,4} * 17}}}{0,8} = 6,80 \text{ cm}$$

Com o valor de x o cálculo da armadura pode ser efetuado, lembrando que o aço utilizado é o CA50, portanto o $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$. Logo o cálculo da armadura negativa sobre a viga V2 no segmento c é dado por

$$A_s = \frac{4090}{\frac{50}{1,15} (31,87 - 0,4 * 6,80)} = 3,23 \text{ cm}^2$$

4.1.5.2.1 Armadura Mínima

Porém é preciso que a armadura calculada respeite o valor mínimo. O cálculo da armadura mínima consiste numa relação entre a área de aço com a área de concreto, para cada classe de concreto há uma taxa mínima de armadura que deve ser respeitada. Sendo que o concreto utilizado é um C25 essa taxa, ρ_{min} , é de 0,15%, ou seja

$$\rho_{min} = \frac{A_{smin}}{A_{concreto}} = 0,15\%$$

Isolando A_{smin} , se obtêm

$$A_{smin} = \frac{0,15}{100} * A_{concreto}$$

Para o segmento a, chegasse

$$A_{smin} = \frac{0,15}{100} * 17 * 35 = 0,89 \text{ cm}^2$$

Logo o valor calculado está respeitando o mínimo.

4.1.5.2.2 Definição da Armadura

A definição das armaduras começou com os cálculos do número de barras necessárias para atender a área de aço calculada, foram testados diâmetros de 6,3 mm até 20

mm. Juntamente com os cálculos dos números de barras foram calculados os valores de b_{ef} e com eles foi encontrado o número máximo de barras por camada para cada diâmetro.

Procurou-se escolher diâmetros que resultassem em um número não muito elevado de barras, devido às pequenas alturas da viga, foram priorizados diâmetros que resultassem de duas a quatro barras. Porém, devido às experiências anteriores, em função do valor econômico que é praticamente o mesmo e também a facilidade de execução, onde eram necessárias três barras se optou por aumentar o diâmetro e colocar duas barras.

Serão mostrados os cálculos para a região com o momento de 40,9 kNm no segmento c, as demais regiões dos três segmentos foram calculadas de maneira análoga. Os resultados mostrados são os obtidos da última iteração, logo são os resultados da armadura final escolhida, o diâmetro escolhido foi o de 16 mm.

Para calcular o número de barras possíveis por cada camada, pode-se calcular:

$$a_h = \frac{b_w - 2c - 2\phi_{estribo} - n\phi}{n - 1}$$

Onde a_h deve respeitar:

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi = 16 \text{ mm} \\ 1,2 * d_{maxagregado} = 1,2 * 19 = 22,8 \text{ mm} \end{cases}$$

Além disso, para armaduras negativas deve-se deixar um espaço de $\phi_{vibra.} + 2 \text{ cm}$ para permitir a passagem do vibrador de agulha. Tratando-se de viga com $b_w > 60 \text{ cm}$ ainda deve ser prevista entrada de um vibrador a cada 60 cm nas armaduras positivas e negativas (IBRACON, 2006), entretanto, como as vigas deste trabalho possuem todas 17 cm, isso não é necessário.

Logo, considerando $\phi_{vibra.} = 2.5 \text{ cm}$, para a armadura negativa da viga sobre o pilar P4, tem-se:

$$a_h \geq 2.28 \text{ cm}$$

Logo:

$$2.28 \leq \frac{17 - 2 * 2.5 - 2 * 0.63 - n * 1.6 - (2.5 + 2)}{n - 1}$$

$$n \leq 2.19$$

Onde o termo $(2.5 + 2)$ é referente ao espaço reservado à agulha do vibrador.

Sendo a armadura calculada $3,23 \text{ cm}^2$, duas barras de 16 mm são suficientes, pois resultam em uma armadura de $4,02 \text{ cm}^2$.

Com a armadura definida é possível calcular o valor de d efetivo. Para uma camada a equação é a seguinte:

$$d_{ef} = h - c - \phi_{estribo} - \frac{\phi}{2}$$

Resultando em

$$d_{ef} = 35 - 1,5 - 0,63 - \frac{1,6}{2} = 32,07\text{cm}$$

Como o $d_{ef} \geq d_{calculado}$ os cálculos estão a favor da segurança.

Segue abaixo uma tabela com as armaduras obtidas.

Tabela 19 - Armaduras longitudinais

Segmento	Msd [kNm]	x [cm]	As [cm ²]	Armadura Adotada	As ef [cm ²]
a	-16,6	2,61	1,24	sup. 2 ϕ 10 mm	1,57
	11,4	1,77	0,89	inf. 2 ϕ 8 mm	1,01
	-22,3	3,55	1,68	sup. 2 ϕ 12,5 mm	2,45
b	-21,9	3,48	1,65	sup. 2 ϕ 12,5 mm	2,45
	16,5	2,59	1,23	inf. 2 ϕ 10 mm	1,57
	-26,1	4,19	1,99	sup. 2 ϕ 12,5 mm	2,45
c	-37,6	6,20	2,94	sup. 2 ϕ 16 mm	4,02
	20,5	3,25	1,54	inf. 2 ϕ 12,5 mm	2,45
	-40,9	6,80	3,23	sup. 2 ϕ 16 mm	4,02

Fonte: Elaborada pelo autor no software Excel.

Na seção de momento positivo máximo no trecho c é possível se notar que uma armadura de 10 mm seria o suficiente, entretanto foi verificado que essa armadura não passa na abertura de fissuras. Logo ela foi aumentada em um diâmetro e assim respeita o valor máximo de abertura de fissuras. Isso mostra que uma seção otimizada nem sempre significa a mais econômica, tendo em vista que o aço é mais caro que o concreto. Para se chegar a altura econômica se deve analisar o custo dos componentes utilizados.

4.1.5.3 Armaduras Transversais

O cálculo das armaduras transversais partiu dos esforços cortantes máximos no ELU encontrados através do Ftool. Sendo que se considera que as diagonais comprimidas de uma viga estejam seguras quando a relação mostrada abaixo é assegurada.

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

Onde V_{sd} é valor do esforço cortante na seção considerada e V_{rd2} é a força cortante resistente de cálculo das diagonais comprimidas. A NBR 6118 se baseia na analogia de treliça, onde as diagonais comprimidas têm ângulo de inclinação θ e os estribos ângulos de inclinação α . Se utilizado o Modelo II, onde $\theta=30^\circ$ e $\alpha=90^\circ$. A equação que define V_{rd2} é a seguinte:

$$V_{rd2} = 0,54 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \text{sen}^2 \theta * (\cot \theta + \cot \alpha)$$

Onde

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,90$$

Resultando em, para o segmento c que é a região de maior cortante:

$$V_{rd2} = 0,54 * 0,9 * \frac{25000}{1,4} * 0,17 * 0,3207 * \text{sen}^2 30 * (\cot 90 + \cot 30)$$

$$V_{rd2} = 204,64 \text{ kN} \geq V_{sd} = 51,5 \text{ kN}$$

Logo a viga possui segurança adequada nas diagonais comprimidas.

Prosseguindo com o dimensionamento se deve verificar a diagonal tracionada:

$$V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw}$$

Calculando a parcela resistida por mecanismos complementares, V_c .

$$V_c = 0,6 * f_{ctd,inf} * b_w * d = 0,6 * (0,7 * 0,3 * \sqrt[3]{25^2}) * 0,17 * 0,3207 = 41,87 \text{ kN},$$

para $V_{sd} \leq V_c$.

Como $V_{sd} > V_c$ e $V_{sd} < V_{rd2}$, faz-se uso da interpolação

$$V_c = \frac{41,61(204,64 - 51,5)}{204,64 - 41,87} = 39,39$$

Resultando em $V_c = 39,39 \text{ kN}$

Portanto os estribos deverão combater os seguintes esforços:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 51,5 - 39,39 = 12,107 \text{ kN}$$

Com esse valor calcula-se a quantidade de armadura necessária para estribos. O cálculo da armadura dos estribos é dado pela expressão a seguir.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 * d * f_{ywd} * (\cot \theta + \cot \alpha) * \sin \alpha}$$

Substituindo os valores

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{12,107}{0,9 * 0,3207 * \frac{50,0}{1,15} * (\cot 30 + \cot 90) * \sin 90} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificando a armadura mínima teórica conforme o item 17.4.1.1.1 da NBR 6118

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 * \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} * b * \sin \alpha = 0,2 * \frac{(0,3 * 25^{\frac{2}{3}})}{500} * 0,17 * 1 = 1,45 cm^2/m$$

Logo a armadura utilizada será a mínima.

4.1.5.3.1 Espaçamento de estribos

Para o exemplo em análise serão utilizadas barras de 6,3 mm que correspondem a uma área de 0,312 cm², e como serão dois ramos, a armadura por estribo será de 0,624 cm².

Assim o espaçamento será

$$s = \frac{0,624}{1,45} = 43 \text{ cm}$$

Porém a NBR6118 define um espaçamento máximo construtivo que deve ser respeitado, como $0,67 * V_{rd2} > V_{sd}$, o espaçamento é dado por

$$s = 0,6 * d = 0,6 * 31,87 = 19 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

Logo o espaçamento utilizado deve ser o máximo construtivo. Com isso a armadura efetiva por metro é

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,624}{0,19} = 3,26 cm^2/m$$

Serão utilizados estribos simples, ou seja, compostos de dois ramos, com aço CA50 de diâmetro de 6,3 mm, dispostos a cada 19 cm.

4.1.5.4 Armadura de Suspensão

Em situações de projeto onde exista apoio entre vigas, o modelo da treliça indica que a reação de apoio de uma viga chega à outra nas proximidades da face inferior, surgindo assim um local com um acúmulo de esforço cortante que deve ser reforçado.

A viga V2 serve de apoio para a viga V13, ambas possuem dimensões iguais e como suas faces inferiores estão no mesmo nível o cálculo da armadura de suspensão é dado por:

$$A_{susp} = \frac{V_{sd}}{f_{yd}}$$

Onde V_{sd} é reação de apoio de cálculo da viga que se apoia na viga de suporte, no caso é a reação provocada por V13 em V2.

Logo:

$$A_{susp} = \frac{26,9}{\frac{50,0}{1,15}} = 0,619cm^2$$

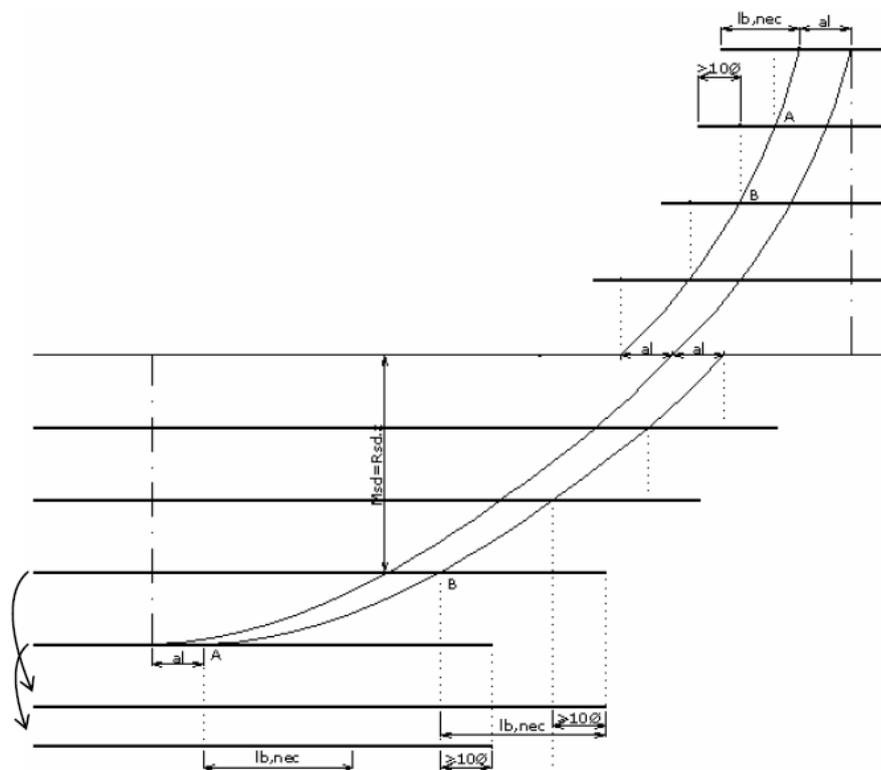
Sendo que 70% dessa armadura deve estar em V2. Como um estribo de 6,3 mm, considerando dois ramos, resulta em uma armadura de 0,623 cm², bastaria apenas um estribo. Porém por questão de simetria se optou por adotar dois estribos. Os estribos devem estar a no máximo 6,5 cm da região de apoio.

4.1.5.5 Detalhamento longitudinal da viga

4.1.5.5.1 Cortes das Armaduras

O corte das armaduras negativas foi realizado a partir do item 18.3.2.3.1 da NBR 6118:2014. Já para as armaduras positivas não foram realizados cortes, devido ao fato de que elas foram aplicadas para o comprimento total de seu respectivo segmento. A figura a seguir é uma adaptação da figura 18.3 da norma.

Figura 36 - Corte de barras longitudinais



Fonte: Notas de aula Concreto Armado I (LORIGGIO, 2016)

Até o momento as armaduras negativas vinham sendo calculadas separadamente para cada segmento. Agora nos encontros de segmentos será adotada a maior armadura entre os segmentos.

O comprimento de decalagem é dado por:

$$a_l = 0,5 * d * (\cot g\theta - \cot g\alpha) = 0,5 * 32,07 * (1,73 - 0) = 27,74\text{cm}$$

O comprimento de ancoragem é dado pela NRB 6118:2014, no item 9.4.2.5, e é

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Onde

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 * \emptyset$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 * l_b \\ 10 * \emptyset \\ 100\text{mm} \end{cases}$$

$\alpha = 0,7$, para quando forem utilizados ganchos e $\alpha = 1$ quando não forem utilizados.

Sendo

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{cta}$$

Onde

$\eta_1 = 2,25$, pois serão usadas barras nervuradas;

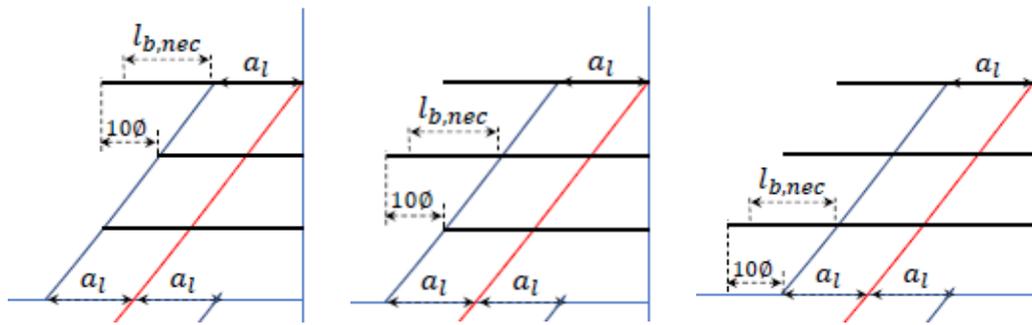
$\eta_2 = 1,0$ para uma situação de boa aderência, como as armaduras positivas. Mas as negativas são má aderência pois o $d_{ef} = 31,87\text{cm}$ é maior que os 30 cm definidos em norma como distância acima da face inferior do elemento, sendo que a peça possui altura inferior à 60 cm. Logo, de acordo com o item 9.3.1 da NBR 6118:2014, tem-se $\eta_2 = 0,7$.

$\eta_3 = 1,0$, pois serão usadas barras com diâmetro menor 32 mm;

$$f_{cta} = 0,15 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,15 * 25^{\frac{2}{3}} = 1,28\text{ MPa}$$

Esses comprimentos de corte são mais facilmente obtidos a partir de gráficos. Os gráficos abaixo exemplificam uma situação genérica para o corte de armaduras. As linhas centrais em vermelho são o gráfico dos momentos fletores.

Figura 37 - Esquema genérico

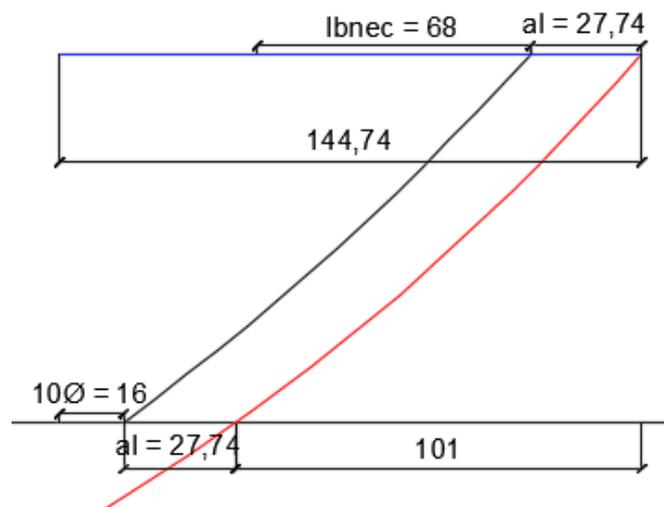


Fonte: Elaborada pelo autor em conjunto com o orientador.

Se pode observar que após se aplicar o comprimento de decalagem, se deve respeitar o comprimento de ancoragem necessário e $10*\phi$. Sendo que o comprimento de ancoragem necessário se inicia no termino do comprimento de decalagem e os $10*\phi$ são em relação ao ponto de intersecção do gráfico com armadura de baixo. Entretanto devido ao fato das armaduras negativas de V2 possuírem todas duas barras cada, há somente um corte a ser feito para cada uma delas.

A figura a seguir mostra o esquema utilizado para o corte da armadura negativa sobre o pilar P4.

Figura 38 - Decalagem das barras sobre P4



Fonte: Elaborada pelo autor.

Se pode observar que o comprimento de corte foi obtido a partir da soma da distância do momento nulo, com o comprimento de decalagem e os $10*\phi$. Ou seja, a soma de $10*\phi$ a partir do ponto teórico de tensão nula na barra. Segue abaixo uma tabela com os resultados obtidos para as armaduras negativas, que são calculadas de maneira análoga.

Tabela 20 - Comprimento de Corte

Seg.	Msd [kNm]	Φ [mm]	Ascalc [cm ²]	Asef [cm ²]	Dist. mom. nulo [m]	al [m]	lb [m]	lbmin [m]	lb nec [m]	Comp. Armadura[m]
a	16,6	10,00	1,24	1,57	0,63	0,277	0,538	0,161	0,301	1,007
a	22,3	12,50	1,68	2,45	0,80	0,277	0,673	0,202	0,460	1,202
b	21,9	12,50	1,65	2,45	0,75	0,277	0,673	0,202	0,445	1,152
b	26,1	12,50	1,99	2,45	0,86	0,277	0,673	0,202	0,539	1,262
c	37,6	16,00	2,94	4,02	0,93	0,277	0,861	0,258	0,619	1,367
c	40,9	16,00	3,23	4,02	1,01	0,277	0,861	0,258	0,680	1,447

Fonte: Elaborado pelo autor, no Excel.

4.1.5.5.2 Ancoragem nos apoios

Armaduras positivas

A ancoragem das barras positivas nos apoios é obtida através do cálculo da área de aço necessária e do comprimento de ancoragem necessário. O item 18.3.2.4 da NBR 6118:2014 trata desse tema.

Para os apoios intermediários, a área de aço necessária é obtida pela área de aço mínima ($A_{s,apoio,min}$) dada por:

1) Se M_{apoio} for nulo ou negativo de valor absoluto $|M_{apoio}| \leq 0.5 * M_{vão}$, adotar

$$A_{s,apoio,min} = \frac{1}{3} * A_{s,vão}$$

2) Se M_{apoio} for negativo de valor absoluto $|M_{apoio}| > 0.5 * M_{vão}$, adotar

$$A_{s,apoio,min} = \frac{1}{4} * A_{s,vão}$$

No caso em estudo, como todas as barras chegam até os apoios, a verificação de $A_{s,apoio,min}$ está automaticamente atendida.

Já o comprimento de ancoragem para os apoios intermediários, tendo em vista que os momentos positivos nessa região são nulos, se adotou um valor de 10Φ a partir da face do pilar como comprimento de ancoragem das armaduras positivas.

Já para os apoios externos, no caso da ligação de V2 e o pilar P1, deve-se calcular a área de aço necessária no apoio, que é dada pela equação a seguir.

$$A_{s,apoio} = \frac{\frac{a_l}{d} V_d + N_d}{f_{yd}} \geq A_{s,apoio,min}$$

Onde:

a_l : comprimento de decalagem

d : altura útil da seção

V_d : força cortante no apoio

N_d : força axial de tração, no caso nula.

$A_{s,apoio,min}$: igual ao do apoio intermediário.

Novamente, como todas as barras chegam até os apoios, a verificação de $A_{s,apoio,min}$ está automaticamente atendida. Calculando a área de aço necessária no apoio, tem-se:

$$A_{s,apoio} = \frac{\frac{27,74 \text{ cm}}{32,07 \text{ cm}} 31.7 \text{ kN} + 0}{500000 \text{ (kN/m}^2\text{)}/1.15} = 6.31 \text{ E}^{-5} \text{ m}^2 = 0.63 \text{ cm}^2$$

As duas barras de 8,0 mm resultam em 1.01 cm², o que já satisfaz o solicitado.

Com relação ao comprimento de ancoragem das barras positivas nos apoios de extremidade, ele é medido a partir da face do apoio com comprimentos iguais ou superiores ao maior dos seguintes valores:

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{b,nec} \\ (r + 5,5 * \emptyset) \\ 60mm \end{array} \right.$$

Onde r é o raio de curvatura do gancho utilizado. A partir da tabela 9.1 da NBR 6118:2014 se chega que o diâmetro para bitolas menores que 20 mm para concreto CA-50 é de $5\emptyset$. Logo r é igual a $2,5\emptyset$.

O cobrimento do gancho é medido perpendicularmente ao plano do gancho, onde se tem o estribo 0,63 cm mais o cobrimento de 2,5 cm. Gerando um cobrimento de 3.13 cm, muito menor que os 7 cm. Portanto $l_{b,nec}$ deve ser calculado, a obtenção dele é mostrada a seguir.

$$\ell_{b,nec} = \alpha_1 \ell_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \ell_{b,min}$$

$$\alpha_1 = 1.0 \text{ (barras sem gancho)}$$

$$\ell_b = \frac{\phi_L f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

$$\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0.3\ell_b \\ 10\phi_L \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd,inf}$$

$$f_{bd} = 2.25 * 1 * 1 * 1,28 \text{ MPa} = 2.88 \text{ MPa}$$

$$\ell_b = \frac{0.8}{4} * \frac{500}{2.88} = 30.2 \text{ cm}$$

$$\ell_{b,nec} = 1 * 30.2 * \frac{0.63}{1.01} = 18.8 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0.3 * 30.2 = 9.06 \text{ cm} \\ 10\phi_L = 8 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

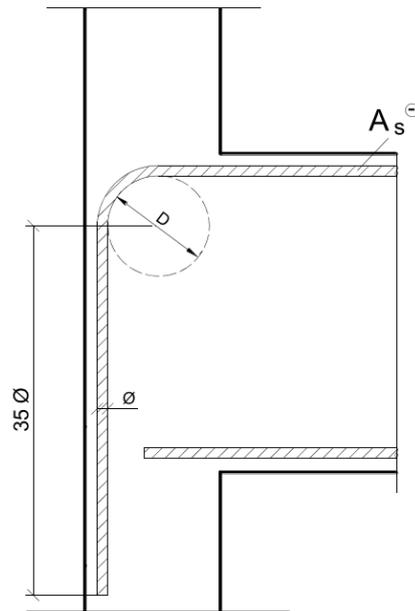
$$18.8 \geq \begin{cases} (r + 5,5 * \phi) = 2 * 0,8 + 5,5 * 0,8 = 6,0 \text{ cm} \\ 6,0 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{ok!}$$

Portanto são necessários 19.0 cm para a ancoragem reta, sem ganchos, da armadura positiva. Como o pilar possui dimensão de 25 cm nesta direção e 3 cm de cobrimento, sobra 22 cm de comprimento de ancoragem disponível, portanto não requerendo ganchos para ancorar a armadura positiva no apoio extremo.

Armadura negativa

A ancoragem das armaduras negativas para os apoios internos segue conforme exposto no item 4.1.5.5.1. Para os apoios de extremidade, utiliza-se o seguinte detalhamento exibido n Figura 39 - Detalhamento do gancho da armadura negativa

Figura 39 - Detalhamento do gancho da armadura negativa



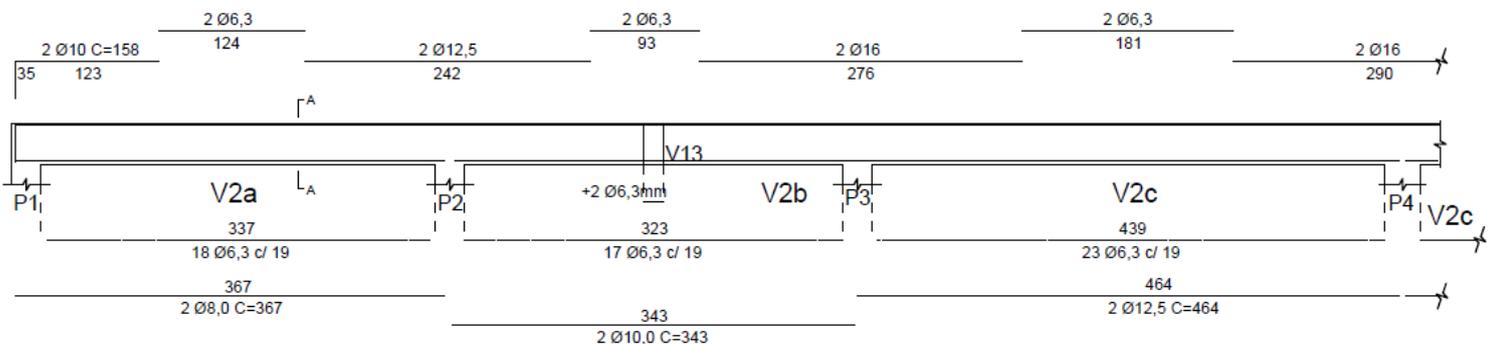
Fonte: Leonhardt e Monning, 1982.

Logo para a região sobre P1 se tem, com a armadura de 10 mm, 35 cm de comprimento para o gancho.

4.1.5.5.3 Desenho

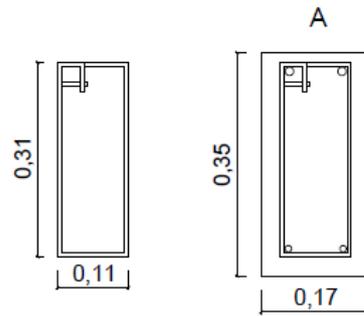
Devido ao comprimento da viga será mostrada apenas metade da mesma, as armaduras para a outra metade são as mesmas só que espelhadas horizontalmente. Lembrando que foram utilizadas as máximas ancoragens permitidas. Segue o detalhamento da viga.

Figura 40 - Detalhamento de V2



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 41 - Seção de corte e detalhamento dos estribos



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.1.6 Estado Limite de Serviço

4.1.6.1 Momento de Fissuração

NBR 6118:2014, item 17.3.1: “Nos estados-limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração.”

Ele é calculado pela seguinte fórmula

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t}$$

Onde

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

$y_t = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$, distância do centro de gravidade para a fibra mais tracionada;

$I_c = \frac{b*h^3}{12} = \frac{17*35^3}{12} = 60740\text{ cm}^4$, momento de inércia da seção bruta;

$f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 * \sqrt[3]{25^2} = 2,56\text{MPa} = 0,256\text{kN/cm}^2$, resistência a tração direta do concreto.

Logo

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t} = \frac{1,5 * 0,256 * 60740}{12,5} = 13354,03\text{kNcm} = 13,35\text{kNm}$$

Nas regiões da viga onde a combinação de carregamentos quase permanente resultar em um valor superior ao momento de fissuração o cálculo da flecha necessita considerar a inércia equivalente da seção fissurada.

Já nas regiões da viga onde a combinação de carregamentos frequente resultar em um valor superior ao momento de fissuração é necessário calcular a abertura de fissuras para verificar seu limite junto à NBR 6118:2014.

4.1.6.2 Flechas

4.1.6.2.1 Flecha Imediata

Para a obtenção das flechas é necessário calcular o momento de inércia equivalente de cada segmento da viga, ou seja: V2a, V2b e V2c. Segundo IBRACON (2006), $I_{eq,seg}$ pode ser dado por:

$$I_{eq,seg} = I_{eq,negativo1} * 0.15 + I_{eq,positivo} * 0.70 + I_{eq,negativo2} * 0.15$$

Onde:

$$I_{eq,negativo1} = \left(\frac{M_r}{M_{sd,negativo1}} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{sd,negativo1}} \right)^3 I_{II,negativo1} \right] \leq I_c$$

$$I_{eq,negativo2} = \left(\frac{M_r}{M_{sd,negativo2}} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{sd,negativo2}} \right)^3 I_{II,negativo2} \right] \leq I_c$$

$$I_{eq,positivo} = \left(\frac{M_r}{M_{sd,positivo}} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{sd,positivo}} \right)^3 I_{II,positivo} \right] \leq I_c$$

O valor de I_c é dado por:

$$I_c = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0,17 * 0,35^3}{12} = 6,07 * 10^{-4} m^4$$

Já o valor de I_{II} representa o momento de inércia com a seção totalmente fissurada, dado por:

$$I_{II} = \frac{b * x_{II}^3}{3} + \alpha_e * A_s * (d - x_{II})^2$$

Por sua vez, x_{II} é dado pela equação a seguir.

$$x_{II} = \frac{\alpha_e * A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b * d}{A_s * \alpha_e}} \right)$$

Onde

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{24164} = 8,69$$

Como I_{II} é função da armadura no local analisado, existem diferentes valores de I_{II} no mesmo segmento de viga.

Para o segmento V2a, somente o momento fletor negativo de 15,5 kNm fissurou a viga (Figura 33 - Diagrama dos momentos fletores, Combinação Freqüente). Deste modo, tem-se apenas um momento de inércia equivalente para ser calculado na V2a. Logo, a equação de $I_{eq,sega}$ é dada por:

$$I_{eq,sega} = I_{eq,negativo} * 0,15 + I_c * 0,70 + I_c * 0,15$$

Logo, x_{II} é dado por:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e * A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b * d}{A_s * \alpha_e}} \right)$$

$$\alpha_e = 8,69$$

$$d = 35 - 1,5 - \frac{1,25}{2} = 32,88 \text{ cm}$$

$$b = 17 \text{ cm}$$

$$A_s = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$x_{II} = \frac{8,69 * 2,45 * 10^{-4}}{1} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 0,17 * 0,3288}{2,45 * 10^{-4} * 8,69}} \right) = 0,0995 \text{ m} = 9,95 \text{ cm}$$

Com isso:

$$I_{II} = \frac{b * x_{II}^3}{3} + \alpha_e * A_s * (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{0,17 * 0,0995^3}{3} + 8,69 * 2,45 * 10^{-4} * (0,3288 - 0,0995)^2 = 1,68 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Resultando:

$$I_{eq,negativo} = \left(\frac{13,35}{14,80} \right)^3 * 6,07 * 10^{-4} + \left[1 - \left(\frac{13,35}{14,80} \right)^3 * 1,68 * 10^{-4} \right] = 4,91 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Deste modo:

$$I_{eq,sega} = 4,91 * 10^{-4} * 0.15 + 6,07 * 10^{-4} * 0.85 = 5,90 * 10^{-4} m^4$$

Este I_{eq} encontrado é valido apenas para o segmento **V2a**. Agora será necessário calcular para o segmento V2b e V2c, que se encontra na tabela a seguir. Sendo que h_{eq} foi calculado se isolando h na equação do momento de inércia.

$$I_{eq} = \frac{b * h_{eq}^3}{12} \Rightarrow h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{eq}}{b}}$$

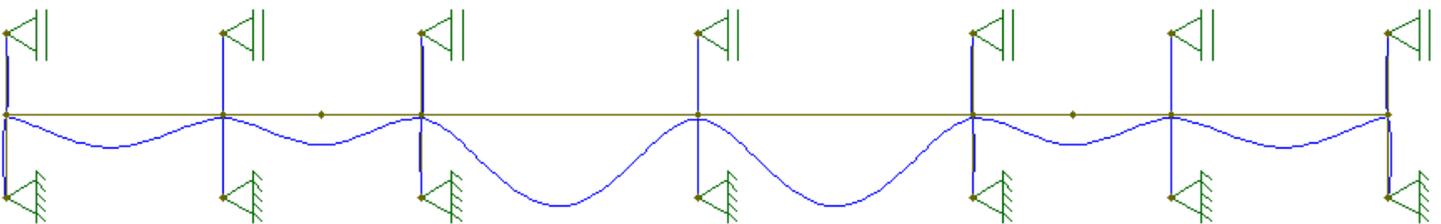
Tabela 21 – h_{eq}

Seg.	Msd [kNm]	As [m ²]	def [m]	xii [m]	iii [m ⁴]	Ieq [m ⁴]	Ieq ≤ I _c [m ⁴]	I _{eq,seg} [m ⁴]	h _{eq} [cm]
a	11,0	1,57E-04	0,3300	0,0828	1,16E-04	9,96E-04	6,07E-04	5,90E-04	34,66
a	7,6	1,01E-04	0,3210	0,0673	7,37E-05	2,97E-03	6,07E-04		
a	14,8	2,45E-04	0,3288	0,0995	1,68E-04	4,91E-04	4,91E-04		
b	14,7	2,45E-04	0,3288	0,0995	1,68E-04	4,97E-04	4,97E-04	5,56E-04	33,98
b	10,9	1,57E-04	0,3200	0,0813	1,08E-04	1,03E-03	6,07E-04		
b	17,2	2,45E-04	0,3270	0,0992	1,66E-04	3,72E-04	3,72E-04		
c	23,7	4,02E-04	0,3270	0,1209	2,49E-04	3,13E-04	3,13E-04	5,17E-04	33,17
c	12,8	2,45E-04	0,3188	0,0977	1,57E-04	6,68E-04	6,68E-04		
c	25,6	4,02E-04	0,3270	0,1209	2,49E-04	2,99E-04	2,99E-04		

Fonte: Elaborada pelo autor.

Inserindo esses novos valores de h_{eq} em cada segmento da viga V2 no programa Ftool, foram obtidas, a partir do gráfico de deslocamentos, as flechas máximas de cada segmento.

Figura 42 - Gráfico dos deslocamentos



Fonte: Ftool 2015.

As flechas máximas obtidas para cada segmentos foram:

$$f_{1,a} = 0,056cm$$

$$f_{1,b} = 0,046cm$$

$$f_{1,c} = 0,151cm$$

4.1.6.2.2 Flecha adicional diferida no tempo

A flecha devido a fluência é dada multiplicando a flecha imediata por um fator que tem o tempo como variável. A equação é mostrada a seguir

$$f_{fluencia} = \alpha_f * f_0$$

Onde

$$\alpha_f = \frac{\xi(t) - \xi(t_0)}{1 + 50 * \rho'}$$

Adotando um tempo de escoramento de 28 dias e com $\xi(t) = 2$ e $\rho' = 0$, se chega a:

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,75}{1 + 50 * 0} = 1,25$$

Logo

$$f_{fluencia,a} = 1,25 * 0,56 = 0,70mm$$

$$f_{fluencia,b} = 1,25 * 0,46 = 0,58mm$$

$$f_{fluencia,c} = 1,25 * 1,51 = 1,89mm$$

4.1.6.2.3 Flecha total

É a soma da flecha imediata com a flecha devido a fluência do concreto. As flechas totais são:

$$f_{total,a} = 1,26 mm$$

$$f_{total,b} = 1,04 mm$$

$$f_{total,c} = 3,40 mm$$

4.1.6.3 Flechas Admissíveis

4.1.6.3.1 Flecha para Aceitabilidade Visual

$$f_{adm,a} = \frac{l_x}{250} = \frac{3700}{250} = 14,80 mm > 1,26mm$$

$$f_{adm,b} = \frac{l_x}{250} = \frac{3400}{250} = 13,60 mm > 1,04mm$$

$$f_{adm,c} = \frac{l_x}{250} = \frac{4700}{250} = 18,80 mm > 3,40mm$$

Logo todas as flechas respeitam o máximo valor permitido.

4.1.6.3.2 Flecha Devido à Presença de Paredes

As flechas são dadas por

$$f_{adm,a} = \frac{l_x}{500} = \frac{3700}{500} = 7,4 \text{ mm} > 1,26 \text{ mm}$$

$$f_{adm,b} = \frac{l_x}{500} = \frac{3400}{500} = 6,8 \text{ mm} > 1,04 \text{ mm}$$

$$f_{adm,c} = \frac{l_x}{500} = \frac{4700}{500} = 9,4 \text{ mm} > 3,40 \text{ mm}$$

Se observa que todas as flechas respeitam os valores admissíveis. Lembrando que existe um máximo absoluto de 10 mm que também está respeitado.

4.1.6.4 Abertura de Fissuras

Para a verificação de abertura de fissuras deve ser considerada combinação frequente de ações. A abertura, w , é o menor entre os valores de w_1 e w_2 , dados no item 17.3.3.2 da NBR 6118:2014. Essa abertura é comparada com o valor limite, para a obra em análise esse valor é 0,3 mm. A abertura limite é obtida na tabela 13.4 da NBR 6118:2014 com a classe de agressividade II do local da obra. As equações que resultam nos valores de w_1 e w_2 são as seguintes:

$$w_1 = \frac{\emptyset}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \frac{3 * \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_2 = \frac{\emptyset}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \left(\frac{4}{\rho_{si}} + 45 \right)$$

Onde

\emptyset é o diâmetro da barra em análise;

η_1 é igual a 2,25 para barras nervuradas;

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no Estádio II;

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha_e * M_{sd,freq} * (d - x_{II})}{I_{II}}$$

$$\alpha_e = E_s/E_{cs};$$

E_{si} é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro \emptyset ;

f_{ctm} é igual a $0,3 * f_{ck}^{2/3}$;

ρ_{si} é a taxa de armadura em relação a A_{crit} , ou seja, é a área da barra em análise sobre a área crítica corresponde.

Os valores de x_{II} e I_{II} , calculados no item 90, são para a região no segmento V2a com momento de 14,8 kNm, na Combinação Frequente. Tais valores são iguais a:

$$x_{II} = 0,0995 \text{ m}$$

$$I_{II} = 1,68 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

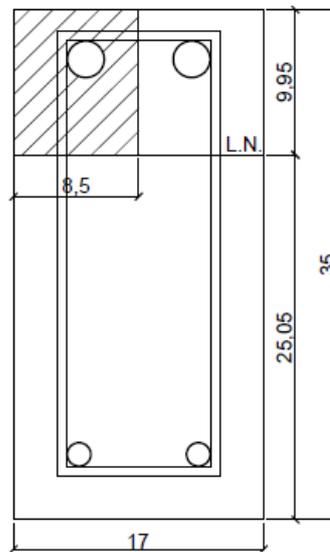
$$\alpha_e = 8,69$$

Logo

$$\sigma_{si} = \frac{8,69 * 14,8 * (0,3288 - 0,0995)}{1,68 * 10^{-4}} = 184,04 \text{ Mpa}$$

A área crítica pode ser vista na figura a seguir.

Figura 43 - Área crítica V2a



Fonte: Elaborada pelo autor.

$$A_{crit} = 99,5 * 85 = 8457,5 \text{ mm}^2$$

Resultando em

$$\rho_{si} = \frac{\pi * \left(\frac{12,5}{2}\right)^2}{8457,5} = 0,0145$$

$$w_1 = \frac{12,5}{12,5 * 2,25} * \frac{184,04}{210000} * \frac{3 * 184,04}{2,565} = 0,084 \text{ mm}$$

$$w_2 = \frac{12,5}{12,5 * 2,25} * \frac{184,04}{210000} * \left(\frac{4}{0,0145} + 45 \right) = 0,125 \text{ mm}$$

Logo

$$w = 0,084 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$$

Os demais resultados obtidos são mostrados na tabela a seguir.

Tabela 22 - Abertura de Fissuras

Seg.	Msd [kNm]	Φ [mm]	As [m ²]	d [m]	xii [m]	lii [m ⁴]	Acrit [mm ²]	σ_{si} [MPa]	ρ_{si}	w1 [mm]	w2 [mm]	wk [mm]
a	9,9	10,0	1,57E-04	0,3300	0,0828	1,16E-04	7034,9	184,12	0,0112	0,067	0,126	0,067
a	8,0	8,0	1,01E-04	0,3210	0,0673	7,37E-05	8185,5	239,20	0,0061	0,091	0,226	0,091
a	15,5	12,5	2,45E-04	0,3288	0,0995	1,68E-04	8457,5	184,04	0,0145	0,084	0,125	0,084
b	14,7	12,5	2,45E-04	0,3288	0,0995	1,68E-04	8457,5	174,54	0,0145	0,075	0,118	0,075
b	10,8	10,0	1,57E-04	0,3200	0,0813	1,08E-04	9460,5	207,04	0,0083	0,085	0,185	0,085
b	18,0	16,0	4,02E-04	0,3270	0,1209	2,49E-04	10277,6	129,70	0,0196	0,053	0,088	0,053
c	23,6	16,0	4,02E-04	0,3270	0,1209	2,49E-04	10277,6	170,05	0,0196	0,092	0,115	0,092
c	13,2	12,5	2,45E-04	0,3188	0,0977	1,57E-04	11054,3	161,56	0,0111	0,065	0,139	0,065
c	26,3	16,0	4,02E-04	0,3270	0,1209	2,49E-04	10277,6	189,51	0,0196	0,114	0,128	0,114

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como se pode observar todos os valores de abertura respeitam o valor máximo de 0,3 mm, logo a viga está segura em relação a abertura de fissuras. Vale lembrar que, como comentado na definição de armaduras, o trecho central do segmento c não havia passado nesse critério com armadura de 10 mm. Deste modo sua armadura foi trocada para 12,5 mm e assim o valor máximo da abertura de fissuras passou a ser respeitado.

5 CÁLCULO MANUAL DA ESCADA

De modo a garantir um bom dimensionamento a escada foi projetada de modo a respeitar a regra de Blondel, que é dada por

$$2 * e + p = \pm 64cm$$

Onde p é o piso, a largura do degrau, e e é espelho, altura do degrau. Partindo de um degrau com piso de 30 cm se obteve-se

$$2 * e + 30 = \pm 64cm$$

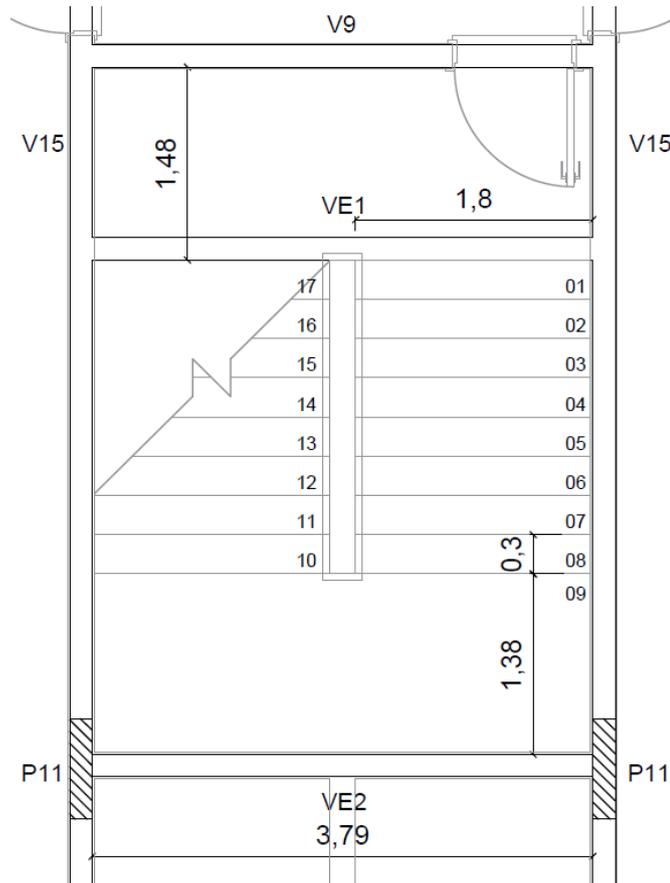
$$e = \frac{64 - 30}{2} = 17cm$$

O número de degraus foi obtido a partir da divisão do pé direito estrutural, 289 cm, pelo espelho dos degraus:

$$n^{\circ} \text{degraus} = \frac{280 + 9}{17} = 17$$

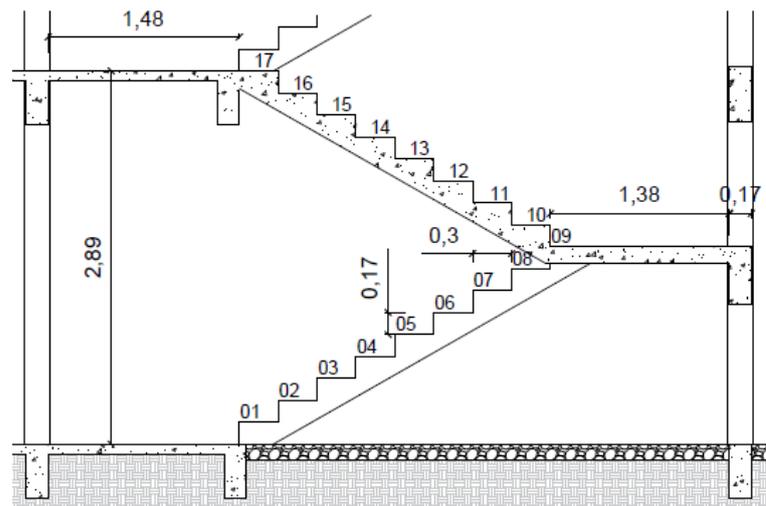
As dimensões do ambiente que a escada se localiza foram tomadas de modo a respeitar o espaço dos elevadores, que ocupam o lado oposto ao corredor, e para manter a estrutura simétrica. A seguir serão mostradas a planta baixa e o corte da escada. A partir daqui serão efetuados os cálculos para os dois vãos separadamente. Sendo o primeiro deles, o vão 01, o que se pode enxergar em sua totalidade na planta baixa, é o primeiro vão de subida. E o segundo o outro vão.

Figura 44 - Planta baixa



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 45 - Corte



Fonte: Elaborado pelo autor.

A primeira laje, a entre as vigas, será calculada separadamente do restante da escada, ou seja, foi tomado como escada os vãos dos degraus e o descanso. Esse será o trecho cujos cálculos serão realizados nesse capítulo.

5.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O cálculo de uma escada é muito similar ao cálculo de uma laje, logo a regra $L/50$ pode ser utilizada para uma estimativa inicial da espessura da escada. Resultando para o primeiro lance da escada

$$h_{estimado} = \frac{8 * 30 + 138}{50} = 7,56cm$$

E para o segundo

$$h_{estimado} = \frac{138 + 8 * 30}{50} = 7,56cm$$

Porém se observou que devido aos altos carregamentos que, mesmo adotando 8 cm para ambos, a peça não verificava segurança em alguns itens. Então a espessura foi sendo aumentada e só quando foi adotada uma espessura de 13 cm a escada passou em todas verificações. Logo a altura da útil da laje escada, sem contar os degraus, nos dois lances é de 13 cm.

5.2 VÃOS EFETIVOS

O cálculo dos vãos efetivos, é dado no item 14.6.2.4 da NBR6118:2014, e dado por:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

Sendo a_1 igual ao menor valor entre $(t_1/2$ e $0,3*h)$ e a_2 igual ao menor valor entre $(t_2/2$ e $0,3*h)$. Onde t_1 e t_2 são as espessuras dos apoios e h é a altura da laje. Como nesse projeto todas as vigas possuem espessura de 17 cm, logo $t_1 = t_2$ e $a_1 = a_2$.

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} = \frac{17}{2} = 8,5 \text{ cm} \\ 0,3 * h = 0,3 * 13 = 3,9 \text{ cm} \end{cases}$$

Para o primeiro vão

$$l_{x,ef} = 180 \text{ cm}$$

$$l_{y,ef} = (8 * 30 + 138) + 3,9 + 3,9 = 385,8 \text{ cm}$$

Como a escada será apoiada em suas extremidades, a mesma será unidirecional.

5.3 CARREGAMENTOS

A tabela abaixo mostra os carregamentos levados em consideração nesse exemplo.

Tabela 23 – Carregamentos

Denominação	q [kN/m ²]	t [cm]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Carga Acidental	3,0			
Camada de Regularização (Piso)		3,0	21	0,63
Revestimento Cerâmico	0,18			0,18
Carga do Peitoril				1,00
Concreto			25	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Onde o carregamento do estado limite último, utilizado para o cálculo das armaduras, é dado por

$$p = 1,4 * g + 1,4 * q$$

Sendo q = 3 kN/m² e g dado por

$$g = \sum g_i$$

$$g_{contrapiso} = 0,03 * 21 = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{peso\ proprio} = 0,13 * 25 = 3,25 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{cerâmica} = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{peitoril} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{degraus} = h_{eq} * 25$$

Onde h_{eq} é a altura equivalente de uma laje com o mesmo peso dos degraus e apenas estes. Ela é dada por:

$$h_{eq} = \frac{\frac{17 * 30}{2}}{\sqrt{17^2 + 30^2}} = 7,4 \text{ cm}$$

$$g_{degraus} = 0,074 * 25 = 1,85 \text{ kN/m}^2$$

Portanto, a carga nas rampas da escada é dada por $p_{com\ degraus}$ e a carga no patamar é dada por $p_{sem\ degraus}$, conforme consta abaixo para a combinação última:

$$p_{com\ degraus} = 1,4 * 6,91 + 1,4 * 3 = 13,87 \text{ kN/m}^2 = 13,87 * 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$$

$$p_{sem\ degraus} = 1,4 * 5,06 + 1,4 * 3 = 11,28 \text{ kN/m}^2 = 11,28 * 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$$

E o carregamento da combinação frequente de serviço, utilizado para a verificação das fissuras, é dado por:

$$p_{cd} = 6,91 + 0,4 * 3 = 8,11 \text{ kN/m}^2 = 8,11 * 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$$

$$p_{sd} = 5,06 + 0,4 * 3 = 6,26 \text{ kN/m}^2 = 6,26 * 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$$

E o carregamento da combinação quase permanente de serviço, utilizado para o cálculo das flechas, é dado por:

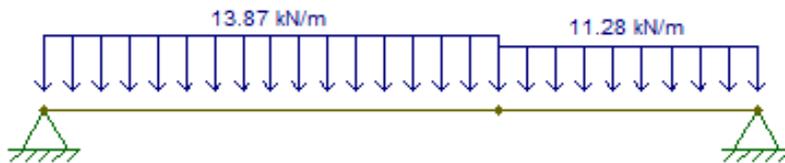
$$p_{cd} = 6,91 + 0,3 * 3 = 7,81 \text{ kN/m}^2 = 7,81 * 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$$

$$p_{sd} = 5,06 + 0,3 * 3 = 5,96 \text{ kN/m}^2 = 5,96 * 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$$

5.4 ESFORÇOS OBTIDOS

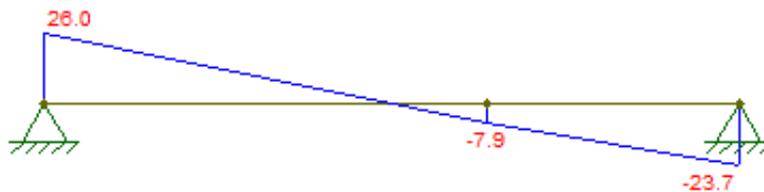
Os diagramas foram obtidos a partir do Ftool 2015, com os carregamentos anteriormente calculados. Seguem os diagramas obtidos considerando 1 metro de faixa de laje.

Figura 46 – Carregamentos E.L.U., vão 01.



Fonte: Ftool, 2015.

Figura 47 – Diagrama dos esforços cortantes, E.L.U., vão 01.



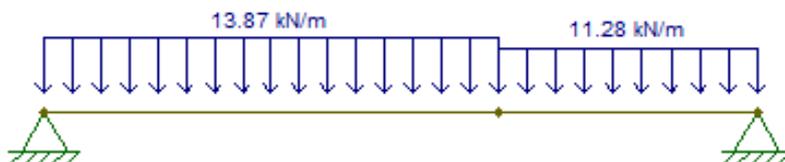
Fonte: Ftool, 2015.

Figura 48 - Diagrama dos momentos fletores, E.L.U., vão 01.



Fonte: Ftool, 2015.

Figura 49 - Carregamentos E.L.U., vão 02.



Fonte: Ftool, 2015.

Figura 50 - Diagrama dos esforços cortantes, E.L.U., vão 02.



Fonte: Ftool, 2015.

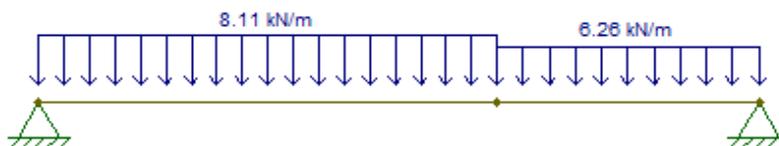
Figura 51 - Diagrama dos momentos fletores, E.L.U., vão 02.



Fonte: Ftool, 2015.

Como se pode observar os valores obtidos para os vãos são os mesmos, pois um vão é igual ao outro. Para os estados de serviços será mostrado apenas os diagramas de um dos vãos, já que o outro possui os mesmos esforços.

Figura 52 - Carregamentos E.L.S., combinação frequente, vão 01.



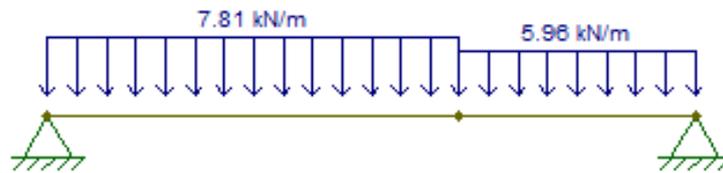
Fonte: Ftool, 2015.

Figura 53 – Diagrama dos momentos fletores E.L.S., combinação frequente, vão 01.



Fonte: Ftool, 2015.

Figura 54 - Carregamentos E.L.S., combinação quase permanente, vão 01.



Fonte: Ftool, 2015.

Figura 55 – Diagrama dos momentos fletores E.L.S., combinação quase permanente, vão 01.



Fonte: Ftool, 2015.

5.5 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

5.5.1 Flexão

5.5.1.1 Armadura Principal

O cálculo para escadas é realizado do mesmo modo que para lajes unidirecionais, que é realizado de maneira análoga as vigas. A equação utilizada para obtenção da armadura segue abaixo

$$A_s = M_d / (f_{yd} * (d - 0,4 * x))$$

Para iniciar os cálculos é preciso se estimar um diâmetro para as barras, para se encontrar um valor inicial pra d , que é a distância do centro das barras até a fibra mais afastada. Enquanto x é a distância da fibra mais afastada até a linha neutra.

Para essa primeira estimativa de diâmetro foi utilizada a relação abaixo.

$$\phi \leq \frac{h}{8} = \frac{130}{8} = 16,25 \text{ mm}$$

Porém foi adotado de início um diâmetro de 16 mm. O valor de d é encontrado diminuindo da altura total da laje o cobrimento e a metade do diâmetro das barras. Resultando em:

$$d = 13 - 2,5 - \frac{1,6}{2} = 9,7 \text{ cm}$$

Cálculo do x

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

Será mostrado o cálculo apenas para o segmento de maior momento, que é o segmento dos degraus do trecho 01, onde o momento último é de 24,4 kNm.

$$x = 1,25 * 9,7 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2440}{0,425 * \frac{2,5}{1,4} * 100 * 9,7^2}} \right) = 3 \text{ cm}$$

Com o x encontrado a relação x/d fica

$$\frac{x}{d} = \frac{3}{9} = 0,35$$

Como $x/d \leq 0,45$ então a seção se encontra no domínio 3 com boa ductibilidade.

Com o valor de x o cálculo da armadura pode ser efetuado, lembrando que como mencionado anteriormente o aço utilizado é o CA50, portanto o $f_{yd} = 500 \text{ MPa}$. Logo o cálculo da armadura é dado por

$$A_s = \frac{2440}{\frac{50}{1,15} (9,7 - 0,4 * 3)} = 6,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.5.1.1.1 Armadura Mínima

Porém é preciso que a armadura calculada respeite o valor mínimo. O cálculo da armadura mínima consiste numa relação entre a área de aço com a área de concreto, para cada classe de concreto há uma taxa mínima de armadura que deve ser respeitada. Sendo que o concreto utilizado é um C25 essa taxa, ρ_{min} , é de 0,15%, ou seja

$$\rho_{min} = \frac{A_{smin}}{A_{concreto}} = 0,15\%$$

Isolando A_{smin} , se obtêm

$$A_{smin} = \frac{0,15}{100} * A_{concreto}$$

$$A_{smin} = \frac{0,15}{100} * 100 * 13 = 1,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo o mínimo está sendo respeitado.

5.5.1.1.2 Definição da Armadura

A definição das armaduras começou com o cálculo do espaçamento máximo entre as barras definido na NBR6118:2014, que consistiu em comparar o valor de 20 cm com o dobro da altura e assumir o menor deles como o espaçamento máximo. Logo, devido à sua altura de 13 cm, o espaçamento máximo é de 20 cm.

Definido o espaçamento máximo foram testados alguns diâmetros. Primeiramente se dividiu a área de aço encontrada pela área de uma barra de 10 mm resultando em um número de barras, depois se dividiu um metro por esse número de barras se encontrando um espaçamento. Esse espaçamento encontrado foi comparado com o máximo, se esse espaçamento desse menor que o máximo o diâmetro da barra era aumentado e o processo todo era repetido.

$$n^{\circ} \text{ barras } \emptyset 10\text{mm}/m = \frac{6,72}{0,785} = 8,6$$

$$s = \frac{100}{8,6} = 11,7 \text{ cm}$$

$$n^{\circ} \text{ barras } \emptyset 12,5\text{mm}/m = \frac{6,72}{1,23} = 5,5$$

$$s = \frac{100}{5,5} = 18,3 \text{ cm}$$

A armadura adotada é de $\emptyset 12,5 \text{ mm c/ } 18 \text{ cm}$ por metro. Para o cálculo da armadura total necessária basta multiplicar o valor obtido por metro pelo respectivo vão da laje.

$$n^{\circ} \text{ barras} = 1,80 * 5,5 \cong 10$$

Logo a armadura são 10 barras de 12,5 mm com espaçamento de 18 cm.

5.5.1.2 Armadura de Distribuição

Embora os vãos da escada tenham resultado em armação em apenas uma direção, ainda há uma armadura de distribuição que deve ser posta no outro sentido, perpendicularmente a armadura principal, assim como nas lajes.

A armadura de distribuição é o maior entre os seguintes valores

$$A_{S,distr} \geq \begin{cases} \frac{A_{S,princ}}{5} = \frac{6,72}{5} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \frac{A_{S,min}}{2} = \frac{1,95}{2} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,90 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Logo $A_{S,distr} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{m}$.

5.5.1.2.1 Definição da Armadura

A definição da armadura de distribuição é exatamente igual a definição da armadura principal. Seguem os cálculos abaixo.

$$n^{\circ} \text{ barras } \emptyset 6,3 \text{ mm}/\text{m} = \frac{1,34}{0,312} = 4,3$$

$$s = \frac{100}{4,3} = 23,3 \text{ cm}$$

Logo a armadura é de $\emptyset 6,3 \text{ mm c/ } 23 \text{ cm}$ por metro. Para o cálculo da armadura total necessária basta multiplicar o valor obtido por metro pelo respectivo vão da laje.

$$n^{\circ} \text{ barras} = 1,80 * 4,3 \cong 8$$

Logo a armadura são 8 barras de 6,3 mm com espaçamento de 23 cm.

5.5.2 CISALHAMENTO

Para a verificação do ELU de cisalhamento é preciso verificar se os esforços aos qual a escada está submetida não ultrapassam os valores limites suportados pelas diagonais tracionadas e as bielas comprimidas no concreto. Caso esse limite seja superado se torna necessário aumentar a espessura da escada. Primeiramente é necessário o cálculo das reações de apoio da escada, como feito com as lajes, com as reações calculadas se compara o valor da maior delas com os valores limites. As reações foram calculadas no item **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, no diagrama de esforços cortantes resultantes da combinação última.

5.5.2.1 Diagonais Tracionadas

O esforço ao qual as diagonais resistem é calculado abaixo.

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} * k * (1,2 + 40 * \rho_1)] * b_w * d$$

Onde:

$$\tau_{rd} = 0,25 * \frac{0,7 * 0,3 * \sqrt[3]{f_{cd}^2}}{1,4} = 0,25 * \frac{0,7 * 0,3 * \sqrt[3]{25^2}}{1,4} = 0,32MPa = 0,032kN/cm^2$$

k é uma constante cujo valor para armaduras corridas é dado multiplicando o d por 1,6.

$$\rho_1 = \frac{\text{Área de aço}}{\text{Área de concreto por metro}} = \frac{5,56 * 1,23}{100 * 13} = 0,0053 < 0,02$$

Logo

$$V_{rd1} = [0,032 * 1,6 * 0,09 * (1,2 + 40 * 0,0053)] * 100 * 0,09 = 91,23kN$$

Como o maior dentre as reações foi 26,0 kN então as diagonais resistem esforços, logo se dispensa o uso de estribos na laje.

5.5.2.2 Bielas Comprimidas

O cálculo do esforço suportado pelas bielas é dado por:

$$V_{rd2} = 0,5 * \alpha_{v1} * f_{cd} * b_w * 0,9 * d$$

Onde $\alpha_{v1} = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,7 - \frac{25}{200} = 0,575 > 0,5$, adotando 0,5 se tem:

$$V_{rd2} = 0,5 * 0,5 * \frac{2,5}{1,4} * 100 * 0,9 * 0,097 = 389,73kN$$

Logo as bielas resistem a muito mais do que estão submetidas.

5.6 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

5.6.1 MOMENTO DE FISSURAÇÃO

NBR 6118:2014, item 17.3.1: “Nos estados-limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração.”

Ele é calculado pela seguinte fórmula

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t}$$

Onde

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

$y_t = \frac{13}{2} = 6,5 \text{ cm}$, distância do centro de gravidade para a fibra mais tracionada;

$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 13^3}{12} = 18308,33 \text{ cm}^4$, momento de inércia da seção bruta;

$f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 * \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN/cm}^2$, resistência a

tração direta do concreto.

Logo

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t} = \frac{1,5 * 0,256 * 18308,33}{6,5} = 1081,6 \text{ kNcm} = 10,82 \text{ kNm}$$

Os momentos máximos oriundos da combinação última resultaram em valores acima do momento de fissuração, caracterizando assim tanto o vão 01 quanto o vão 02 como seções fissuradas. Serão efetuados os cálculos das flechas no Estádio II e a verificação das fissuras, porém para isso é necessário a área de aço, logo esses cálculos serão mostrados após a obtenção das armaduras.

5.6.2 Flechas

5.6.2.1 Flecha Imediata

A equação para a flecha imediata para lajes, no caso escada, armada em uma direção com apoios que não restringem momentos, é a seguinte

$$f_0 = \frac{5}{384} * \frac{q * l_x^4}{E_{cs} * I_{eq}}$$

Onde:

$E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$ para C25;

$q = p * \text{Largura da escada} = 8,11 * 1,80 = 14,59 \text{ kN/m}$

Se tem

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_{sd}}\right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{sd}}\right)^3\right] * I_{II}$$

$$I_c = \frac{b * h^3}{12} = \frac{1 * 0,13^3}{12} = 1,83 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Sendo

$$I_{II} = \frac{b * x_{II}^3}{3} + \alpha_e * A_s * (d - x_{II})^2$$

Onde

$$x_{II} = \frac{\alpha_e * A_s}{b} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b * d}{A_s * \alpha_e}} \right)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{24000} = 8,75$$

Como esses cálculos já foram mostrados nas lajes serão mostrados aqui apenas os valores finais.

$$x_{II} = 0,0206m$$

$$I_{II} = 3,48 * 10^{-5}m^4$$

$$I_{eq} = 1,83 * 10^{-4}m^4$$

$$f_0 = 2,48 mm$$

5.6.2.2 Flecha adicional diferida no tempo

É a flecha devido à fluência do concreto, com o passar do tempo devido aos carregamentos a que a viga sofre a flecha aumenta, tornando assim necessário o cálculo desse aumento.

A flecha devido a fluência é dada multiplicando a flecha imediata por um fator que tem o tempo como variável. A equação é mostrada a seguir

$$f_{fluencia} = \alpha_f * f_0$$

Onde

$$\alpha_f = \frac{\xi(t) - \xi(t_0)}{1 + 50 * \rho'}$$

Adotando um tempo de escoramento de 14 dias se tem que

$$\xi(t_0) = 0,68 * (0,996^{t_0}) * t_0^{0,32}$$

$$\xi(14/30) = 0,68 * (0,996^{14/30}) * (14/30)^{0,32} = 0,53$$

Sendo $\xi(t) = 2$ e $\rho' = 0$, se chega a

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,53}{1 + 50 * 0} = 1,47$$

Logo

$$f_{fluencia} = 1,47 * 2,48 = 3,65 mm$$

5.6.2.3 Flecha total

É a soma da flecha imediata com a flecha devido a fluência do concreto. A flecha total é de 6,13 mm.

5.6.3 Flechas Admissíveis

5.6.3.1 Flecha para Aceitabilidade Visual

$$f_{adm} = \frac{l_x}{250} = \frac{1780}{250} = 7,12 \text{ mm}$$

Como a flecha total deu menor, a flecha respeita o máximo permitido.

5.6.3.2 Flecha para Aceitabilidade Sensorial de Vibrações

$$f_{adm} = \frac{l_x}{350} = \frac{1780}{350} = 5,09 \text{ mm}$$

Nesse caso específico se considera somente as cargas acidentais, então a flecha que será comparada com a flecha mostrada abaixo.

$$f'_0 = \frac{q}{p} * f_0 = \frac{3}{8,11} * 2,48 = 0,92 \text{ mm}$$

Logo a flecha passou com folga nesse quesito.

5.6.4 Abertura de Fissuras

Para a verificação de abertura de fissuras deve ser considerada combinação frequente de ações. A abertura, w , é o menor entre os valores de w_1 e w_2 , dados no item 17.3.3.2 da NBR 6118:2014. Essa abertura é comparada com o valor limite, para a obra em análise esse valor é 0,3 mm. A abertura limite é obtida na tabela 13.4 da NBR 6118:2014 com a classe de agressividade II do local da obra. As equações que resultam nos valores de w_1 e w_2 são as seguintes:

$$w_1 = \frac{\emptyset}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \frac{3 * \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_2 = \frac{\emptyset}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \left(\frac{4}{\rho_{si}} + 45 \right)$$

Onde

\emptyset é o diâmetro da barra em análise;

η_1 é igual a 2,25 para barras nervuradas;

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no Estádio II, cálculo este que pode ser feito com $\alpha_e=15$;

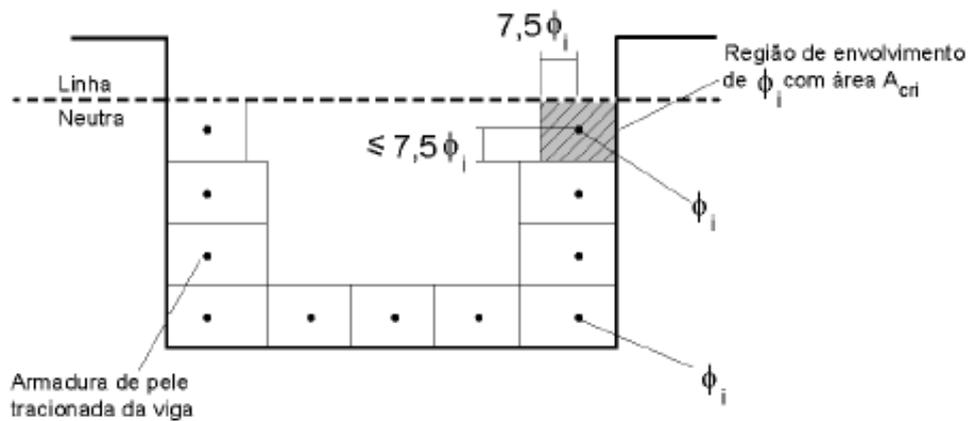
$$\sigma_{si} = \frac{\alpha_e * M_{sd,freq} * (d - x_{II})}{I_{II}}$$

E_{si} é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ ;

f_{ctm} é igual a $0,3 * f_{ck}^{2/3}$;

ρ_{si} é a taxa de armadura em relação a A_{crit} , é a área da barra em análise sobre a área crítica corresponde a ela, como mostra a figura a seguir:

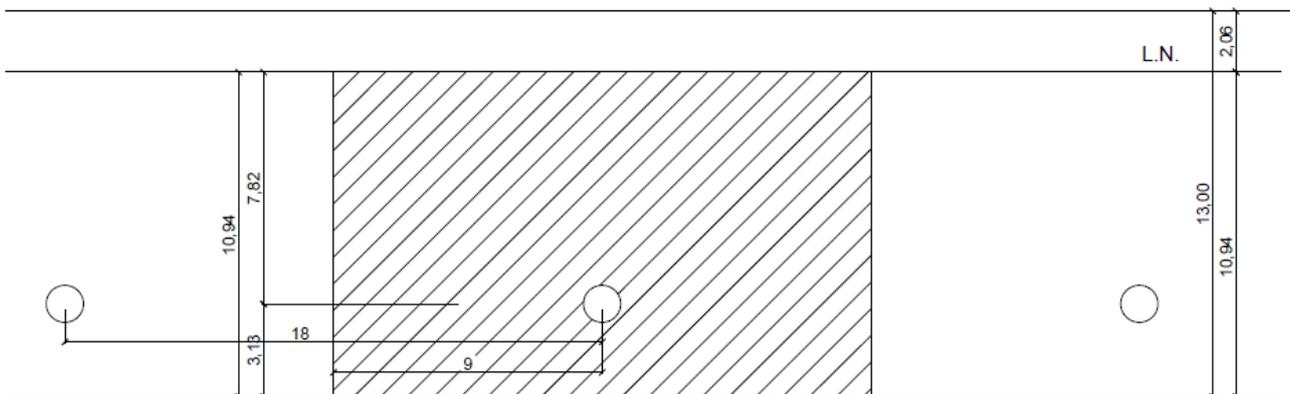
Figura 56 - Concreto de envolvimento da armadura



Fonte: NBR 6118:2014, figura 17.3.

Com um x_{ii} de 2,06 cm e com uma área crítica dada por

Figura 57 - Área crítica



Fonte: Elaborada pelo autor.

Se obteve

$$A_{crit} = 19692 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{si} = 270,21 \text{ MPa}$$

$$\rho_{si} = 0,0062$$

$$w_1 = 0,181mm$$

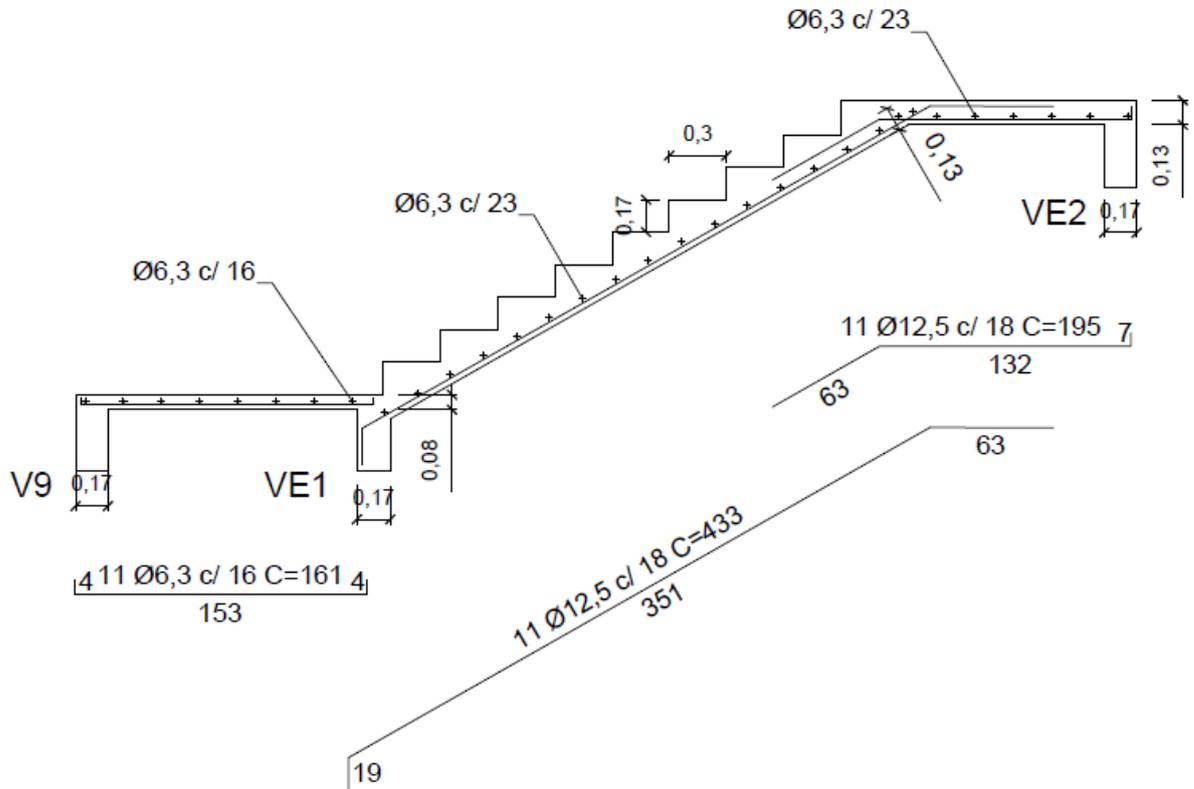
$$w_2 = 0,394mm$$

O valor de w é 0,181 mm, que ainda é bem menor que o limite de 0,3mm. Logo a laje está segura com relação à abertura de fissuras.

5.7 DETALHAMENTO

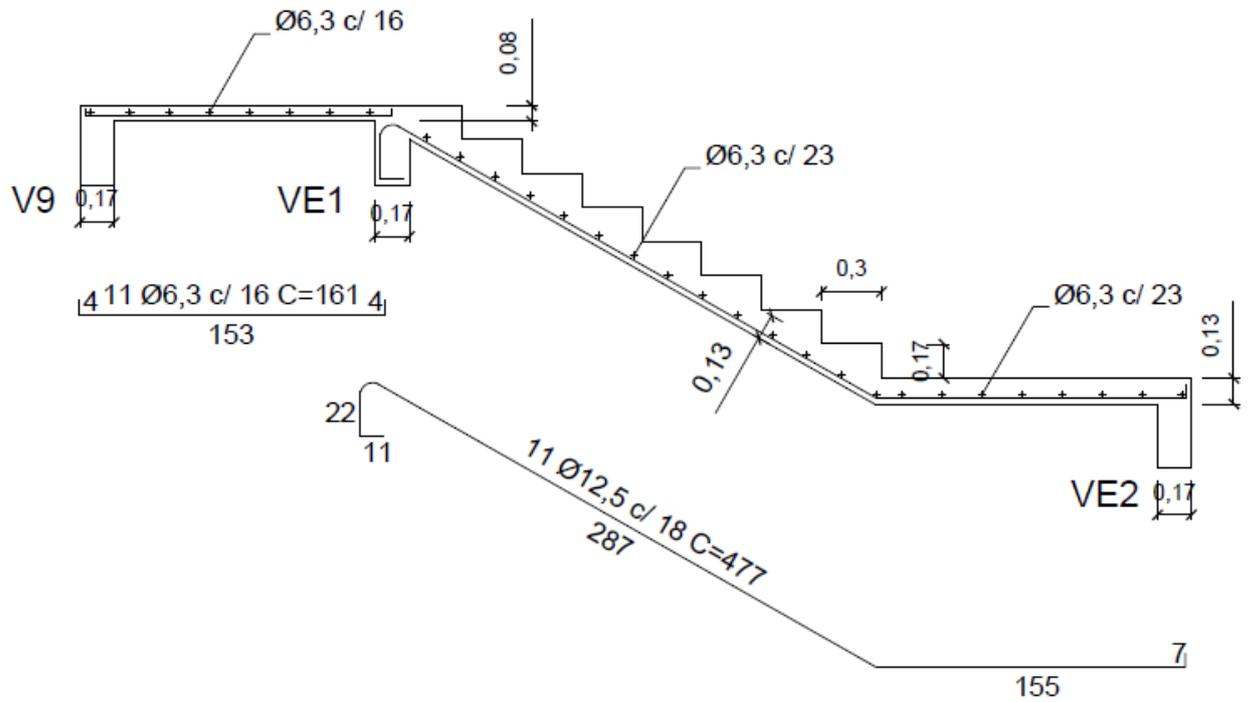
Como as armaduras de ambos os lances da escada resultaram em valores muito parecidos se optou por manter a mesma por toda a escada, com exceção da laje LE (laje entre V9 e VE1) que foi calculada separadamente. Os comprimentos foram calculados diretamente pelo desenho, obviamente respeitando os espaçamentos e cobrimentos necessários. A seguir serão a seguir os detalhamentos dos dois vãos, mais o detalhamento de LE. Lembrando que o comprimento de ancoragem, 63 cm, é dado por 50 vezes o diâmetro da barra, 12,5 mm. E todas as vigas possuem 40 cm de altura.

Figura 58 - Detalhamento do vão 01.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 59 - Detalhamento do vão 02.



Fonte: Elaborada pelo autor.

6 CÁLCULO MANUAL DOS PILARES

Neste capítulo será mostrado um exemplo de cálculo para um dos pilares internos (P8), um dos pilares de borda (P12) e um dos pilares de canto (P1).

Como mostrado no item 2.2.2 deste trabalho, o pré-dimensionamento segue as prescrições de dimensões e áreas mínimas da NBR 6118:2014. Porém para o caso do pilar P8 esse pré-dimensionamento falhou e foi necessário alterar as dimensões inicialmente planejadas pois o dimensionamento do P8 não foi possível de ser realizado. Como o pilar P8 não participa do pórtico formado pela viga V2 (item 4), a alteração do dimensionamento do P8 não modifica os esforços e dimensionamentos relacionados com a V2.

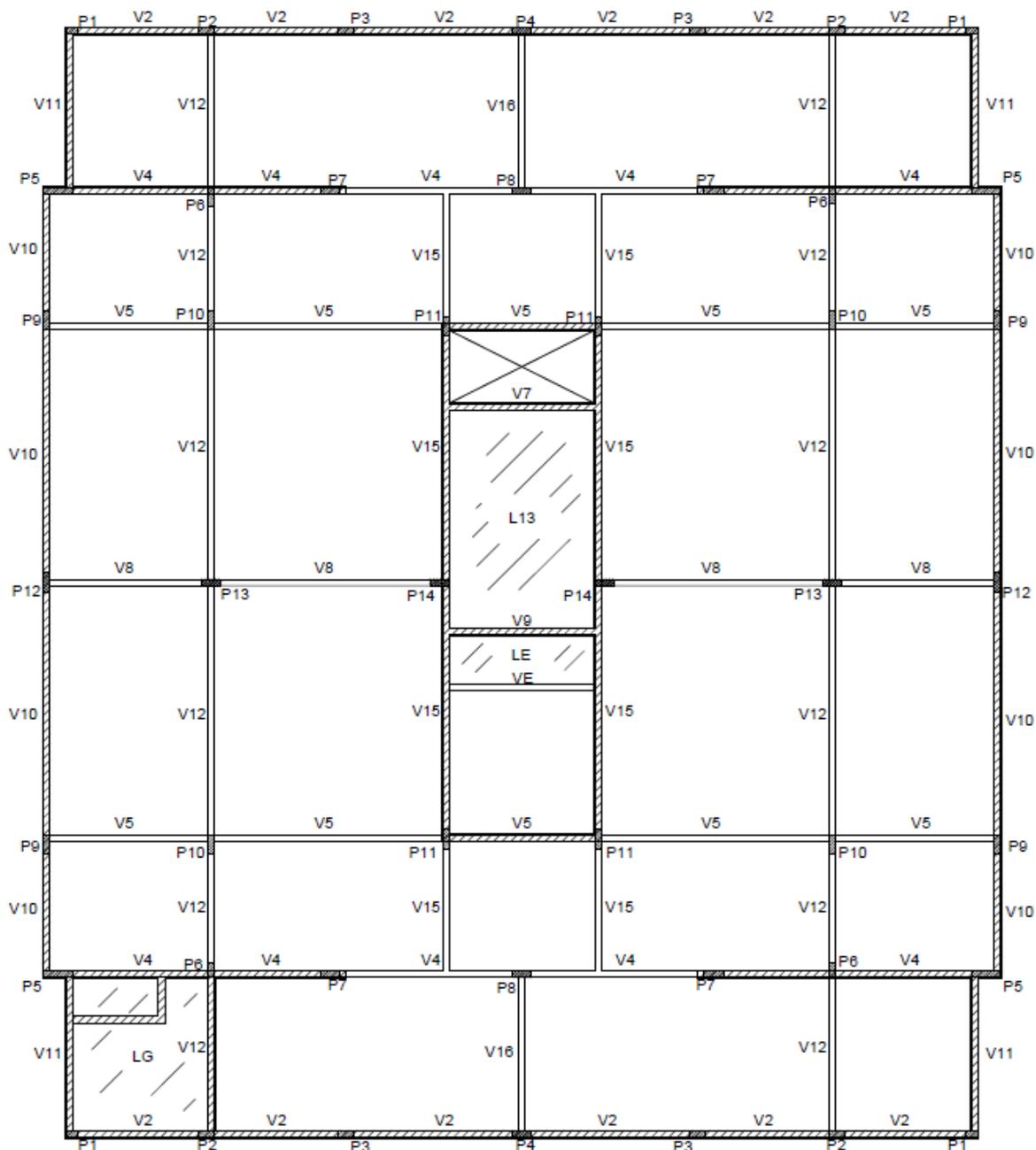
6.1 DISTRIBUIÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Para se definir os carregamentos que atuam nos pilares, primeiramente, é necessária a obtenção das cargas geradas pelas lajes que se apoiam nas vigas de interesse. Posteriormente calcula-se as cargas que as vigas transmitem para os pilares, o que inclui, além da carga das lajes, o peso próprio das vigas e das paredes sobre as mesmas. As cargas que as lajes do pavimento tipo descarregam sobre as vigas já foram calculadas no item 3.1.7.1. Restam apenas os carregamentos das vigas da garagem, localizadas no piso térreo, descritas no item 6.2.

6.2 GARAGEM

Para a obtenção dos pórticos, cujos valores de esforços normais e momentos fletores serão utilizados para o cálculo dos pilares, se é necessário a obtenção das cargas atuantes na garagem, tendo em vista que sua planta de forma é diferente da forma do pavimento tipo. A garagem se localiza no térreo e sua planta pode ser vista no item 2.2.1, porém a figura a seguir ilustra melhor o que se é necessário para a obtenção dos carregamentos.

Figura 60 - Planta esquemática da garagem



Fonte: Elaborada pelo autor.

As regiões listradas sobre as vigas na Figura 60 - Planta esquemática da garagem representam a presença de paredes. Logo as vigas que estão nessa região possuem, além do carregamento de peso próprio, carregamentos gerados por essas paredes.

Foi adotado no pavimento térreo, nas regiões de circulação de veículos, contrapiso armado em vez de lajes. É uma técnica muito utilizada nos projetos de edificações, pois esse contrapiso se apoia diretamente no solo, diminuindo assim os carregamentos aos quais a estrutura está sujeita.

Há ainda a presença de três lajes no pavimento térreo, a laje L15 e a laje LE já tiveram seus carregamentos calculados em itens anteriores desse trabalho, itens 3.1.7.1 e **Erro! Fonte de referência não encontrada.** respectivamente. Porém a laje LG é uma laje não antes vista, é a laje da guarita, e teve seu carregamento calculado como efetuado para as outras lajes.

As demais vigas, cujas não delimitam nenhuma das lajes ou servem de apoio para as paredes, terão a carga acidental para garagens de 3 kN/m² adicionada em seu carregamento de peso próprio.

Por fim, todos os carregamentos atuantes nas vigas foram calculados e adicionados aos modelos de análise estrutural para se obter os esforços de cada pilar, exibidos nos itens 6.3, 6.4 e 6.5.

6.3 PILAR DE BORDA – P12

6.3.1 Esforços de 1ª Ordem

O pilar P12 recebe parte dos carregamentos da viga V10 e da viga V8, entretanto a viga V10 recebe um carregamento pontual gerado pela viga V6. Logo para a obtenção dos esforços atuantes em P12 é necessário se determinar os esforços nessas três vigas.

6.3.1.1 Viga V6

Para se determinar os esforços atuantes em V6 se fez necessária a obtenção das reações geradas pelas lajes que se apoiam nela, que são a laje L10 e a laje L12, as reações foram calculadas no item 3.1.7.1. Além do carregamento gerado pelo peso próprio e pela parede suportada pela viga.

Como mostrado no item 3.1.7.1 a viga V6 possui dimensões iguais à 17x40 cm, logo o carregamento do peso próprio de V6 é dado por

$$PP = 1,4 * (0,17 * 0,40) * 25 = 2,38kN/m$$

E do peso da parede por

$$P_{parede} = 1,4 * (0,20 * (2,80 - 0,4)) * 13 = 7,43kN/m$$

A tabela a seguir mostra os resultados finais obtidos.

Tabela 24 - Carregamento gerado por V6

Causas	Carregamentos [kN/m]	Somatório [kN/m]	Reação [kN]
Laje L10	4,522	20,557	29,088
Laje L12	4,919		
PP	2,380		
PParede	7,426		

Fonte: Elaborado pelo autor.

A reação final, que é o esforço transferido para V10, foi obtida multiplicando o somatório de carregamentos encontrados pelo comprimento efetivo de V6 e dividindo esse valor por 2, tendo em vista que V6 é uma viga bi-apoiada.

6.3.1.2 Viga V10

A viga V10 recebe carregamentos das lajes L7, L10 e L12, além do carregamento pontual da viga V6. Segue abaixo os diagramas obtidos do pórtico que acomoda a viga e a tabela com os valores utilizados para a determinação dos mesmos, obtidos através do Ftool.

O carregamento do peso próprio de V6 é dado por

$$PP = 1,4 * (0,17 * 0,65) * 25 = 3,87kN/m$$

E do peso da parede por

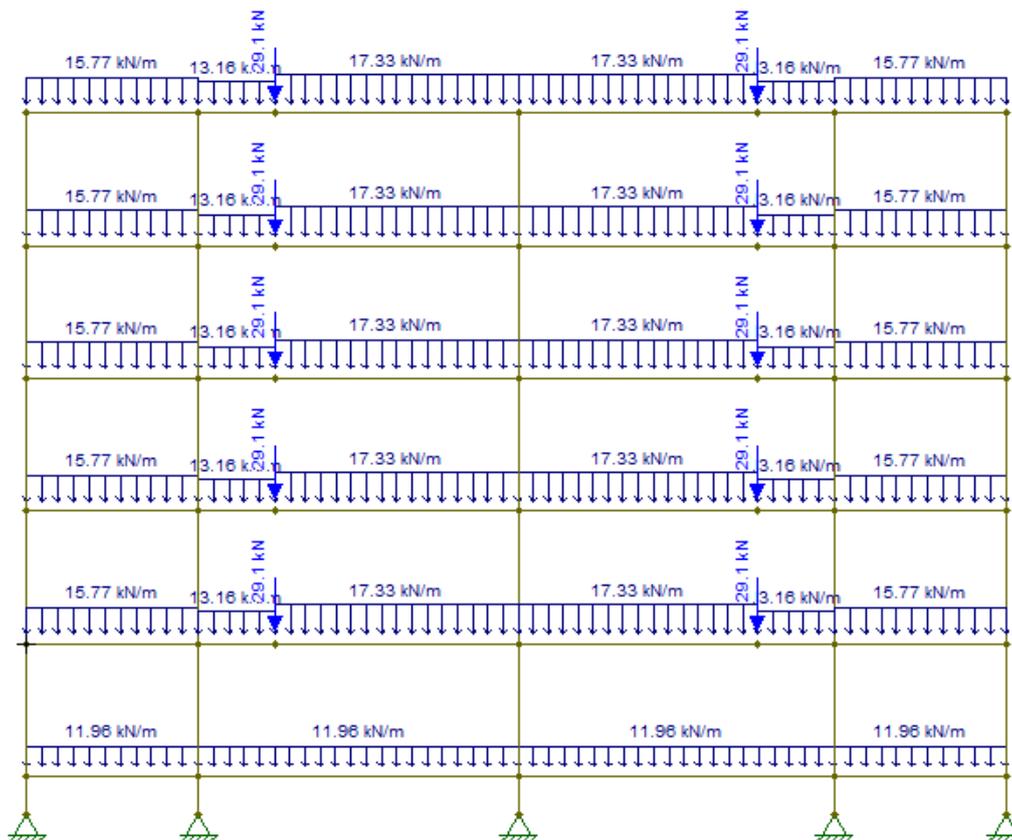
$$P_{parede} = 1,4 * (0,20 * (2,80 - 0,65)) * 13 = 7,83kN/m$$

Tabela 25 - Reações V10

Segm.	Vão Livre [cm]	h [cm]	a1 [cm]	a2 [cm]	Vão Efetiv. [cm]	Carga Parede [kN/m] A	PP [kN/m] B	Laje	Reação da Laje [kN/m] C	Reação Tipo [kN/m] A+B+C	Reação garagem [kN/m]
a	341	65	8,5	12,5	362	7,825	3,87	L7	4,071	15,765	11,964
b	655	65	12,5	15	683	7,825	3,87	L10	1,465	13,159	11,964
b'								L12	5,642	17,335	

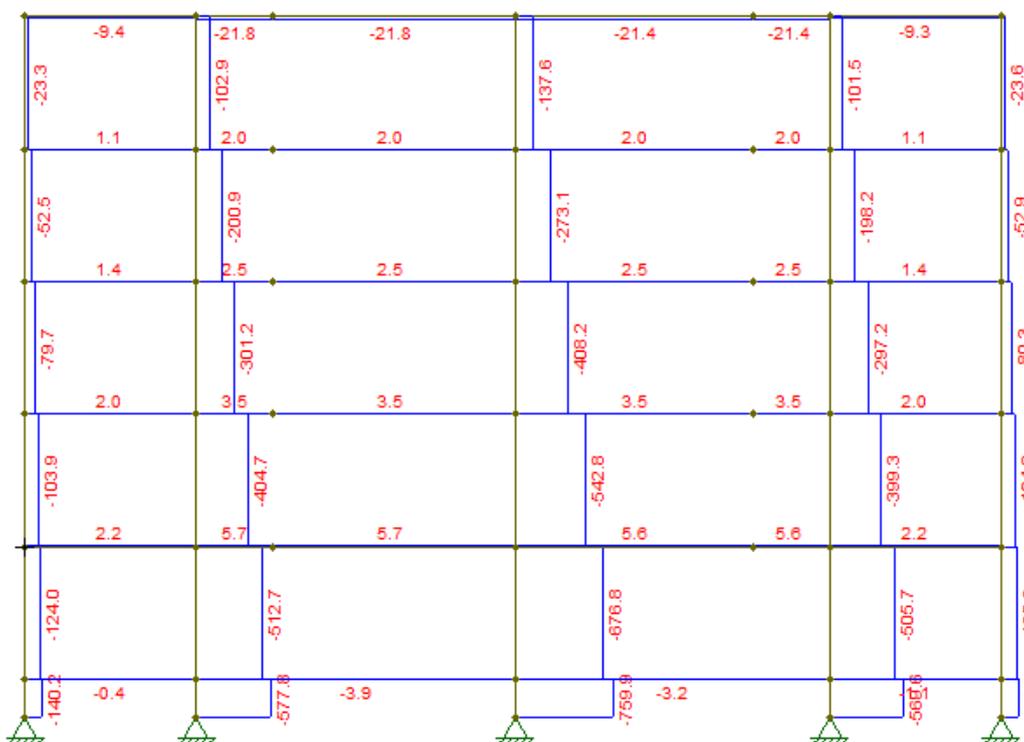
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 61 - Carregamentos, Estado Limite Último.



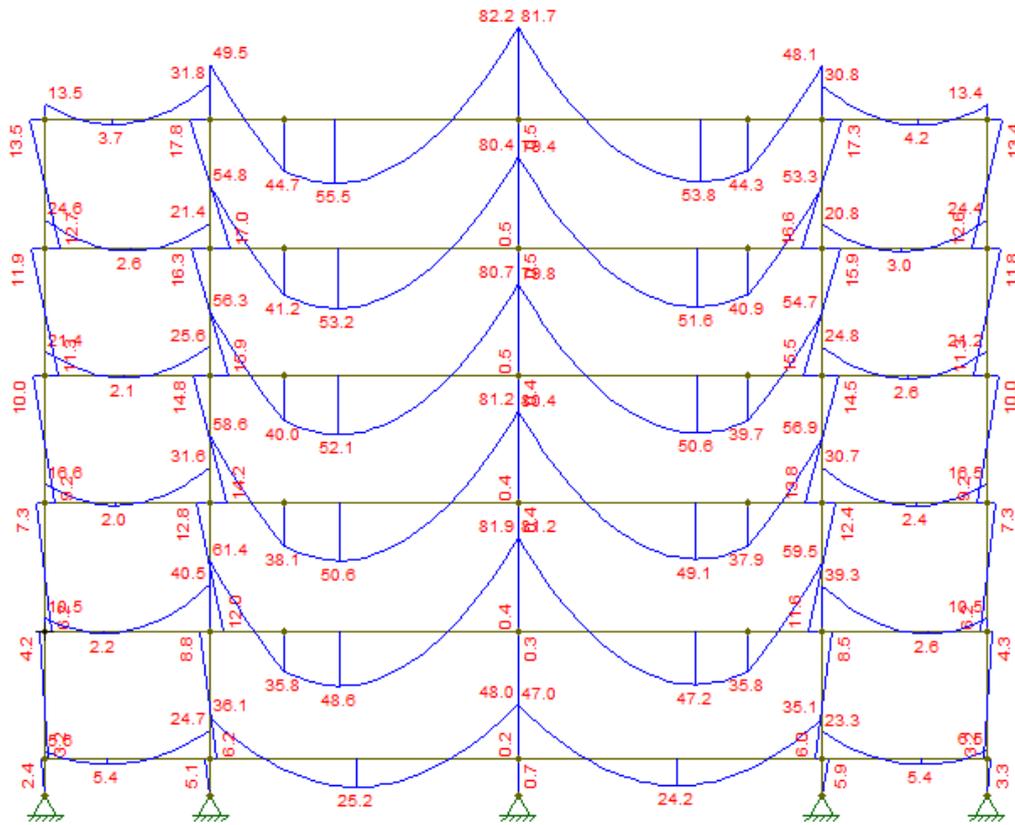
Fonte: Ftool, 2015.

Figura 62 - Diagrama esforços normais, Estado Limite Último.



Fonte: Ftool, 2015.

Figura 63 - Diagrama momentos fletores, Estado Limite Último.



Fonte: Ftool, 2015.

6.3.1.3 Viga V8

A viga V8 recebe carregamentos das lajes L11 e L12. Segue abaixo os diagramas obtidos do pórtico que comporta a viga, e a tabela com os valores utilizados para a determinação dos mesmos, obtidos através do Ftool.

O carregamento do peso próprio de V6 é dado por

$$PP = 1,4 * (0,17 * 0,60) * 25 = 3,57kN/m$$

E do peso da parede por

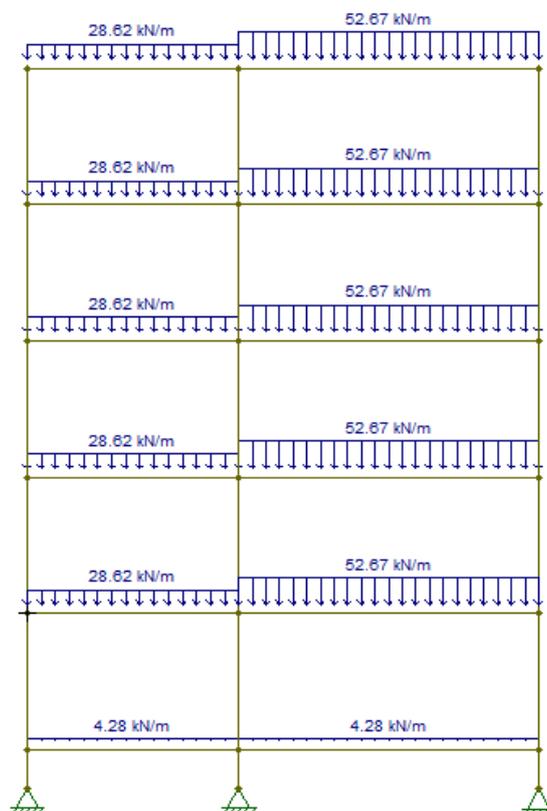
$$P_{parede} = 1,4 * (0,20 * (2,80 - 0,60)) * 13 = 8,01kN/m$$

Tabela 26 - Reações V8

Seg.	Vão Livre [cm]	h [cm]	a1 [cm]	a2 [cm]	Vão Efetivo [cm]	Carga Parede [kN/m] A	PP [kN/m] B	Laje	Reação da laje [kN/m] C	Reação Tipo [kN/m] A+B+C	Reação Garagem [kN/m]
a	410	60	8,5	18,0	437	8,01	3,57	L12	17,040	28,617	4,284
b	595	60	18,0	18,0	631	8,01	3,57	L11	41,092	52,671	4,284

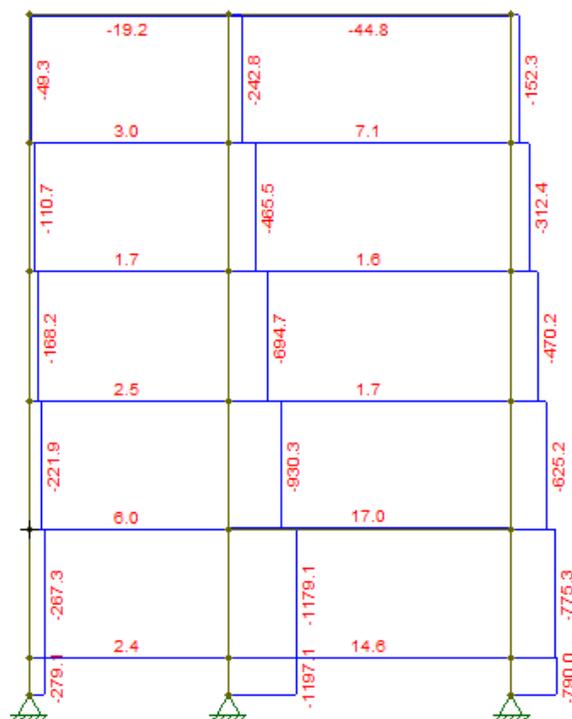
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 64 - Carregamentos, Estado Limite Último



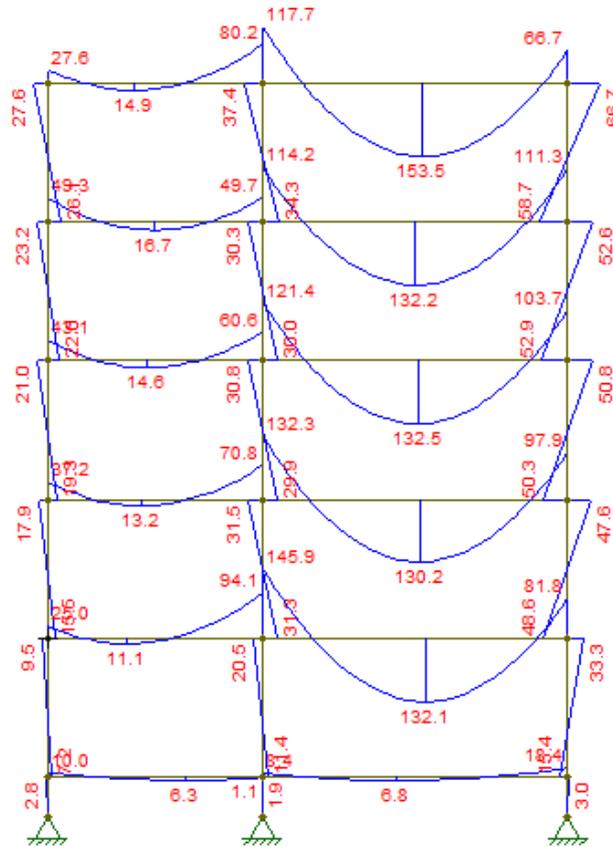
Fonte: Ftool, 2015.

Figura 65 - Diagrama esforços normais, Estado Limite Último



Fonte: Ftool, 2015.

Figura 66 - Diagrama momentos fletores, Estado Limite Último



Fonte: Ftool, 2015.

6.3.1.4 Esforços de 1ª Ordem

Para os pilares, os esforços característicos devem ser majorados conforme as fórmulas abaixo.

$$N_d = \gamma_n * \gamma_f * N$$

$$M_d = \gamma_n * \gamma_f * M$$

Onde γ_f é o coeficiente de segurança de 1,4 e o γ_n é o coeficiente de correção devido ao fato da menor dimensão, 17 cm, ser menor que os 19 cm previstos na NBR 6118. O cálculo desse coeficiente é dado por:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 * b$$

Onde b é a menor dimensão do pilar.

Logo:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 * 17 = 1,10$$

Cada parcela de peso próprio foi calculada multiplicando a massa específica do concreto pelo volume ocupado no pavimento pelo pilar, lembrando que o pé direito possui 2,80 m, e majorados em 1,4. Como os esforços das vigas e o peso próprio do pilar já são de cálculo, basta soma-los e majorá-los em 1,1. Os esforços normais resultantes estão exibidos na tabela a seguir. Vale ressaltar que P12 possui 30 cm como maior dimensão em todos os andares.

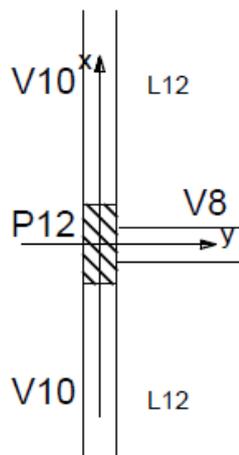
Tabela 27 - Esforços normais do P12 (kN)

Pavimentos	V8	V10	PP	Total=V8+V11+PP	Total*1,1
N 4ºPavi.	49,30	137,60	5,00	191,9	211,09
N 3ºPavi.	110,70	273,10	10,00	393,8	433,18
N 2ºPavi.	168,20	408,20	15,00	591,4	650,53
N 1ºPavi.	221,90	542,80	20,00	784,7	863,16
N Térreo	267,30	676,80	25,00	969,1	1066,00
N Baldrame	279,10	759,90	26,42	1065,42	1171,96

Fonte: Elaborado pelo autor.

Adotando o eixo x paralelo a maior dimensão do pilar, tem-se a orientação exibida na a seguir.

Figura 67 - Orientação P12



Fonte: Elaborado pelo autor.

Logo o momento em x para P12 é o causado pela viga V8 e o momento em relação à y é o gerado por V10, conforme a tabela a seguir. Os momentos provenientes das vigas já estavam majorados em 1,4, bastando, portanto, majorá-los em 1,1.

Tabela 28 - Momentos fletores

Topo			Base		
Momento	1.4*Mk	1.1*1.4*Mk	Momento	1.4*Mk	1.1*1.4*Mk
M1x 4ºPavi. [kNm]	27,6	30,36	M1x 4ºPavi. [kNm]	26,1	28,71
M1x 3ºPavi. [kNm]	23,2	25,52	M1x 3ºPavi. [kNm]	22,0	24,20
M1x 2ºPavi. [kNm]	21,0	23,10	M1x 2ºPavi. [kNm]	19,3	21,23
M1x 1ºPavi. [kNm]	17,9	19,69	M1x 1ºPavi. [kNm]	15,5	17,05
M1x Térreo [kNm]	9,5	10,45	M1x Térreo [kNm]	7,2	7,92
M1x Baldrame [kNm]	2,8	3,08	M1x Baldrame [kNm]	0,0	0,00
M1y 4ºPavi. [kNm]	0,5	0,55	M1y 4ºPavi. [kNm]	0,5	0,55
M1y 3ºPavi. [kNm]	0,5	0,55	M1y 3ºPavi. [kNm]	0,5	0,55
M1y 2ºPavi. [kNm]	0,4	0,44	M1y 2ºPavi. [kNm]	0,4	0,44
M1y 1ºPavi. [kNm]	0,4	0,44	M1y 1ºPavi. [kNm]	0,4	0,44
M1y Térreo [kNm]	0,3	0,33	M1y Térreo [kNm]	0,2	0,22
M1y Baldrame [kNm]	0,7	0,77	M1y Baldrame [kNm]	0,0	0,00

Fonte: Elaborado pelo autor.

6.3.2 Imperfeições geométricas locais

Porém há valores mínimos de momentos de primeira ordem que devem ser respeitados em função das imperfeições geométricas locais. Sendo que esses momentos são dados por:

$$M_{d,min} = N_d * (0,015 + 0,03 * h)$$

Seguem os resultados obtidos.

Tabela 29 - Momentos mínimos de 1ª ordem

Direção	Pavimento	Nd [kN]	h [cm]	Mmin [kNm]
x	4º	211,09	17	4,24
	3º	433,18	17	8,71
	2º	650,53	17	13,08
	1º	863,16	17	17,35
	Térreo	1066,00	17	21,43
	Baldrame	1171,96	17	23,56
y	4º	211,09	30	5,07
	3º	433,18	30	10,40
	2º	650,53	30	15,61
	1º	863,16	30	20,72
	Térreo	1066,00	30	25,58
	Baldrame	1171,96	30	28,13

Fonte: Elaborada pelo autor.

6.3.3 Esbeltez

Para o cálculo da esbeltez primeiramente se deve encontrar o comprimento equivalente que é dado por:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

Sendo l_0 a distância entre faces internas, pé direito descontado altura da viga que se apoia; h a dimensão do pilar correspondente ao plano de ação, altura em relação ao eixo em análise; l a distância entre eixos das vigas que lhe dão suporte.

Para o pilar no quarto pavimento na direção x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} (280 - 60) + 17 = 237\text{cm} \\ 280\text{cm} \end{cases} \therefore l_{ex} = 237\text{cm}$$

Lembrando que l é igual para todos os pilares e possui valor de 2,8 m, com exceção da região do baldrame que possui 0,8m. Os demais resultados, tanto dos outros pavimentos quanto para a direção y são mostrados a seguir.

Tabela 30 - Comprimento equivalente

Pavimento	l [cm]	Alt. viga em x [cm]	l_{0x} [cm]	h_x [cm]	l_{ex} [cm]	Alt. viga em y [cm]	l_{0y} [cm]	h_y [cm]	l_{ey} [cm]
4º	280	60	220	17	237	65	215	30	245
3º	280	60	220	17	237	65	215	30	245
2º	280	60	220	17	237	65	215	30	245
1º	280	60	220	17	237	65	215	30	245
Térreo	280	60	220	17	237	65	215	30	245
Baldrame	80	60	20	17	37	65	15	30	45

Fonte: Elaborada pelo autor.

O índice de esbeltez é dado por:

$$\lambda = 3,46 * \frac{l_e}{h}$$

Onde h é altura da seção do pilar em relação ao eixo em análise. Logo para o quarto pavimento em relação ao eixo x essa altura é igual a 17 cm. Os valores encontrados são mostrados na tabela a seguir.

Tabela 31 - Índices de esbeltez

Pavimento	l_{ex} [cm]	h_x [cm]	λ_x	l_{ey} [cm]	h_y [cm]	λ_y
4º	237	17	48,2	245	30	28,3
3º	237	17	48,2	245	30	28,3
2º	237	17	48,2	245	30	28,3
1º	237	17	48,2	245	30	28,3
Térreo	237	17	48,2	245	30	28,3
Baldrame	37	17	7,5	45	30	5,2

Fonte: Elaborada pelo autor.

6.3.4 Esbeltez Limite

A NBR 6118:2014, no item 15.8.2, define um valor limite de esbeltez, logo se faz necessário a verificação da esbeltez nos dois eixos, x e y. A norma define que valor mínimo é 35, qualquer excentricidade abaixo dele gera momentos de segunda ordem que podem ser desconsiderados.

Como se pode observar na última tabela, todos os valores obtidos para o eixo y e para o baldrame em x são menores que 35, logo serão calculados somente os momentos de segunda ordem para o eixo x com exceção do baldrame.

O valor limite pode ser obtido a partir da equação a seguir.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * e_1/h}{\alpha_b}, \text{ onde } 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

Onde e_1 é a excentricidade inicial, obtida pela relação M_a/N ; Onde $|M_a|$ é maior momento de primeira ordem, $|M_b|$ é o menor e N é o esforço axial.

h é a altura correspondente ao plano de ação;

Quando M_a e M_b forem menores que o momento mínimo tem-se que $\alpha_b = 1$. Caso contrário α_b é dado por:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_b}{M_a} \geq 0,4$$

Para M_a e M_b em faces paralelas, quando as faces são contrárias o sinal é negativo.

Tabela 32 - α_b

Pavi.	x				y			
	Ma [kNm]	Mb [kNm]	M min [kNm]	α_b	Ma [kNm]	Mb [kNm]	M min [kNm]	α_b
4º	30,36	28,71	4,24	0,4	0,55	0,55	5,07	1,0
3º	25,52	24,20	8,71	0,4	0,55	0,55	10,40	1,0
2º	23,10	21,23	13,08	0,4	0,44	0,44	15,61	1,0
1º	19,69	17,05	17,35	0,4	0,44	0,44	20,72	1,0
Térreo	10,45	7,92	21,43	1,0	0,33	0,22	25,58	1,0
Baldrame	3,08	0,00	23,56	1,0	0,77	0,00	28,13	1,0

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os resultados de λ estão exibidos na tabela a seguir. Caso $\lambda < \lambda_1$, o momento de segunda ordem existe, mas pode ser desprezado.

Tabela 33 - Excentricidades limites

Pavi.	Nd [kN]	λ_x	α_b	e1x [cm]	hx [cm]	λ_{1x}	Considerar momento de 2ª ordem?
4º	211,09	48,2	0,4	14,38	17	88,94	Não
3º	433,18	48,2	0,4	5,89	17	73,33	Não
2º	650,53	48,2	0,4	3,55	17	69,03	Não
1º	863,16	48,2	0,4	2,28	17	66,69	Não
Térreo	1066,00	48,2	1,0	2,01	17	35,00	Sim
Baldrame	1171,96	7,5	1,0	2,01	17	35,00	Não

Fonte: Elaborada pelo autor.

6.3.5 Momentos de 2ª ordem

Devido a sua esbelteza e aos esforços pelos quais o pilar está submetido, podem surgir deformações devido à flexão. Tais deformações resultam em excentricidades que geram momentos extras, conhecidos como momentos de segunda ordem. Esses momentos de segunda ordem são máximos em uma seção intermediária do pilar e podem existir nas duas direções principais do pilar.

O momento de segunda ordem é dado através do Método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

$$M_{2d} = N_d * \frac{l_e^2}{10} * \frac{0,005}{(\vartheta_d - 0,5) * h}$$

Onde

$$\vartheta_d = \frac{N_d}{b * h * f_{cd}} \geq 0,5$$

Como visto anteriormente somente no térreo o momento de segunda ordem deve ser considerado. Logo para o térreo

$$\vartheta_d = \frac{1066,0}{17 * 30 * \frac{2,5}{1,4}} = 1,17 \geq 0,5$$

$$M_{2d} = 1066,0 * \frac{2,37^2}{10} * \frac{0,005}{(1,17 - 0,5) * 0,17} = 10,54 \text{ kNm}$$

6.3.6 Situações de cálculo

Pilares de extremidade podem ser calculados partindo do pressuposto que estão sujeitos à flexão composta reta. Por esse motivo, se deve selecionar os momentos máximos para cada direção e encontrar o valor de armadura correspondente. Ao final, adota-se a maior área de aço entre as duas situações. A primeira situação de cálculo será a com o momento em x e o esforço normal, a segunda será com o momento em y e o esforço normal e a terceira será com o esforço normal e momento resultante da soma de $\alpha_b * Ma$ com o momento de segunda ordem.

Esses esforços centrais iniciais, $\alpha_b * Ma$, são mostrados na tabela a seguir.

Tabela 34 - $\alpha_b * Ma$

Pavi.	x			y		
	Ma [kNm]	α_b	$\alpha_b * Ma$ [kNm]	Ma [kNm]	α_b	$\alpha_b * Ma$ [kNm]
4º	30,36	0,4	12,14	0,55	1,0	0,55
3º	25,52	0,4	10,21	0,55	1,0	0,55
2º	23,10	0,4	9,24	0,44	1,0	0,44
1º	19,69	0,4	7,88	0,44	1,0	0,44
Térreo	10,45	1,0	10,45	0,33	1,0	0,33
Baldrame	3,08	1,0	3,08	0,77	1,0	0,77

Fonte: Elaborada pelo autor.

A tabela mostrada a seguir mostra os momentos máximos para cada seção e a situação crítica.

Tabela 35 - Situações de cálculo, momentos em kNm.

Pavi.	Eixo	Seção	1ª ordem (A)	Momento Mínimo (B)	Maior entre (A) e (B) (C)	2ª ordem (D)	Soma (C) + (D)	Maior entre topo, centro e base	Situação de cálculo
4º	X	Topo	30,36	4,24	30,36	0	30,36	30,36	Nd=211,1 kN Md=30,36
		Centro	12,14		12,14	0	12,14		
		Base	28,71		28,71	0	28,71		
	Y	Topo	0,55	5,07	5,07	0	5,07	5,07	Nd=211,1 kN Md=5,07
		Centro	0,55		5,07	0	5,07		
		Base	0,55		5,07	0	5,07		
3º	X	Topo	25,52	8,71	25,52	0	25,52	25,52	Nd=433,2 kN Md=25,52
		Centro	10,21		10,21	0	10,21		
		Base	24,20		24,20	0	24,20		
	Y	Topo	0,55	10,40	10,40	0	10,40	10,40	Nd=433,2 kN Md=10,40
		Centro	0,55		10,40	0	10,40		
		Base	0,55		10,40	0	10,40		
2º	X	Topo	23,10	13,08	23,10	0	23,10	23,10	Nd=650,5 kN Md=23,10
		Centro	9,24		13,08	0	13,08		
		Base	21,23		21,23	0	21,23		
	Y	Topo	0,44	15,61	15,61	0	15,61	15,61	Nd=650,5 kN Md=15,61
		Centro	0,44		15,61	0	15,61		
		Base	0,44		15,61	0	15,61		
1º	X	Topo	19,69	17,35	19,69	0	19,69	19,69	Nd=863,2 kN Md=19,69
		Centro	7,88		17,35	0	17,35		
		Base	17,05		17,35	0	17,35		
	Y	Topo	0,44	20,72	20,72	0	20,72	20,72	Nd=863,2 kN Md=20,72
		Centro	0,44		20,72	0	20,72		
		Base	0,44		20,72	0	20,72		
Térreo	X	Topo	10,45	21,43	21,43	0	21,43	31,97	Nd=1066,0 kN Md=31,97
		Centro	10,45		21,43	10,54	31,97		
		Base	7,92		21,43	0	21,43		
	Y	Topo	0,33	25,58	25,58	0	25,58	25,58	Nd=1066,0 kN Md=25,58
		Centro	0,33		25,58	0	25,58		
		Base	0,33		25,58	0	25,58		
Bald.	X	Topo	3,08	23,56	23,56	0	23,56	23,56	Nd=1172,0 kN Md=23,56
		Centro	3,08		23,56	0	23,56		
		Base	0,00		23,56	0	23,56		
	Y	Topo	0,77	28,13	28,13	0	28,13	28,13	Nd=1172,0 kN Md=28,13
		Centro	0,77		28,13	0	28,13		
		Base	0,00		28,13	0	28,13		

Fonte: Elaborada pelo autor.

6.3.7 Armadura Longitudinal

6.3.7.1 Ábacos

Para o cálculo da armadura longitudinal serão utilizados os ábacos desenvolvidos por Pinheiro (2009), onde se obtêm valores que são utilizados para o cálculo de armaduras simétricas.

Os ábacos são divididos por número de barras, 4, 6, 8 ou 20, e pelas relações:

$$\frac{d'}{h_x} \text{ e } \frac{d'}{h_y}$$

Onde d' é a distância de uma barra de canto até a borda do pilar. E os h são as alturas do pilar em relação a cada eixo.

Definido o número de barras e encontrando as duas relações é necessário calcular alguns dados de entrada para a utilização do ábaco. Primeiro será calculado o valor de ν , e como cada flexão será calculada separadamente, esse valor será usado juntamente com μ_x para se encontrar uma armadura e com μ_y para se encontrar a outra. O maior ω será utilizado para calcular a armadura. Os dados de entrada são dados por:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c * f_{cd} * h}$$

Calculando o valor de d' supondo uma barra de 20,0 mm:

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi}{2} = 3 + 0,63 + \frac{2,00}{2} = 4,63 \text{ cm}$$

Os ábacos fornecem os valores de ω que são utilizados para o cálculo das armaduras através da seguinte equação:

$$A_s = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Os ábacos foram calculados para relações d'/h múltiplas de 5: 0,05; 0,10; 0,15; 0,20; 0,25. Para valores intermediários pode-se adotar o ábaco cujo d'/h seja imediatamente superior ao calculado. Para valores que resultarem em relações maiores que 0,25 foram feitas extrapolações com os ábacos de 0,20 e 0,25 para se chegar ao valor desejado.

Serão mostrados apenas os ábacos utilizados com os valores definitivos de ω , devido ao grande número de ω encontrados e utilizados no processo. A seguir serão mostrados os resultados obtidos para cada andar com sua respectiva situação crítica de cálculo.

Tabela 36 - Dados de entrada nos ábacos e ω encontrados

Pavi.	Direção	d'[cm]	h[cm]	d'/h	Ábacos	Ac [cm ²]	Nd [kN]	ν	Md [kNm]	μ	w
4º	x	4,63	17	0,27	9A e 19A	510	211,09	0,23	30,36	0,20	0,55
3º				0,27	9A e 19A		433,18	0,48	25,52	0,16	0,36
2º				0,27	9A, 9B, 19A e 19B		650,53	0,71	23,10	0,15	0,46
1º				0,27	9B e 19B		863,16	0,95	19,69	0,13	0,57
Térreo				0,27	8B e 1 8B		1066,00	1,17	31,97	0,21	1,15
Baldrame				0,27	8B e 18B		1171,96	1,29	28,56	0,15	1,00
4º	y	4,63	30	0,15	9A e 19A		211,09	0,23	5,07	0,02	0,00
3º				0,15	9A e 19A		433,18	0,48	10,40	0,04	0,00
2º				0,15	9A, 9B, 19A e 19B		650,53	0,71	15,51	0,06	0,00
1º				0,15	9B e 19B		863,16	0,95	20,72	0,08	0,35
Térreo				0,15	8B e 1 8B		1066,00	1,17	25,58	0,09	0,62
Baldrame				0,15	8B e 18B		1171,96	1,29	28,13	0,10	0,76

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com o maior dos valores de ω se chega a maior armadura necessária por pavimento. Após isso se adotou uma armadura, com o número correspondente de barras do ábaco, que resultasse em uma armadura efetiva próxima da armadura calculada. Vale ressaltar que para pilares o diâmetro mínimo das barras deve ser de 10 mm e o diâmetro máximo é de $b/8$, onde b é a menor dimensão do pilar, logo

$$\frac{170}{8} = 21,25mm$$

Segue a tabela com as armaduras finais obtidas.

Tabela 37 - ω adotados e armaduras resultantes

Pavimento	A_c [cm ²]	f_{cd} [MPa]	f_{yd} [MPa]	maior w	A_{st} [cm ²]	As adotada	As ef [cm ²]
4º	510	17,86	434,78	0,55	11,51	6 Φ 16,0mm	12,06
3º				0,36	7,54	6 Φ 16,0mm	12,06
2º				0,46	9,63	6 Φ 16,0mm	12,06
1º				0,57	11,63	6 Φ 16,0mm	12,06
Térreo				1,15	24,08	8 Φ 20,0mm	25,13
Baldrame				1,00	20,94	8 Φ 20,0mm	25,13

Fonte: Elaborada pelo autor.

6.3.7.2 Detalhamento

6.3.7.2.1 Armadura Mínima

A armadura mínima é dada por:

$$A_{s,min} = 0,15 * \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

Resultando em:

Tabela 38 - Armaduras mínimas

Pavimento	f_{yd} [MPa]	N_d [kN]	A_c [cm ²]	A_{smin} [cm ²]	As ef [cm ²]
4º	434,78	211,09	510	2,04	12,06
3º		433,18		2,04	12,06
2º		650,53		2,24	12,06
1º		863,16		2,98	12,06
Térreo		1066,00		3,68	25,13
Baldrame		1171,96		4,04	25,13

Fonte: Elaborada pelo autor.

Logo todas as armaduras efetivas respeitam o valor mínimo.

6.3.7.2.2 Espaçamento máximo entre eixos

Deve ser inferior a 400 mm e 2b, onde b é a menor dimensão do pilar.

$$e_{Lmáx} \leq \begin{cases} 40cm \\ 2 * 17 = 34cm \end{cases}$$

O espaçamento efetivo máximo é obtido diminuindo da maior dimensão do pilar os cobrimentos e o diâmetro das armaduras. Sendo que essa distância é dividida pelo número de divisões geradas pelas barras centrais.

$$e_{ef} = \frac{h - 2 * c - 2 * \phi_t - 2 * \frac{\phi}{2}}{\text{divisões geradas}}$$

Sendo que esse número de barras é igual as barras de uma das faces, ou seja, metade das barras do pilar. Os valores de cobrimento, 3 cm, ϕ_t que é de 0,63 cm e o h, que é a maior dimensão do pilar, que é de 30 cm, são iguais para todos os pavimentos.

Para o quarto pavimento tipo se tem

$$e_{ef} = \frac{30 - 2 * 3 - 2 * 0,63 - 1,25}{2} = 10,75 \text{ cm}$$

Segue uma tabela com os valores obtidos:

Tabela 39 - Espaçamento efetivo, e_L

Pavimento	ϕ [cm]	nº barras em uma das faces	Divisões geradas pelas barras	e_L [cm]
4º	1,60	3	2	10,57
3º	1,60	3	2	10,57
2º	1,60	3	2	10,57
1º	1,60	3	2	10,57
Térreo	2,00	4	3	6,91
Baldrame	2,00	4	3	6,91

Fonte: Elaborada pelo autor.

Todos os espaçamentos estão respeitando o valor limite de 34 cm.

6.3.7.2.3 Espaçamento mínimo entre faces

Segundo o item 18.4.2.2MBR 6118:2014:

“O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido do plano da seção transversal, fora das regiões de emendas, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vez a dimensão máxima do agregado graúdo.”

Ou seja

$$s_L \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \varnothing \\ 1,2 d_{\text{máx}} = 1,2 * 19 = 22,8 \text{ mm (brita 1)} \end{cases}$$

Logo como a maior armadura é 20 mm, o espaçamento mínimo para todos os pavimentos é dado por

$$s_L \geq 2,28 \text{ cm}$$

sendo o espaçamento vertical dado por

$$s_L = e_L - 2 \frac{\varnothing}{2}$$

E o horizontal dado por

$$s_L = b - 2 * c - 2 * \varnothing_t - 2 \frac{\varnothing}{2}$$

Sendo $b = 17 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$ e $\varnothing_t = 6,3 \text{ mm}$ para todos os pilares, se chegou a tabela a seguir.

Tabela 40 – Espaçamentos

Pavimento	\varnothing [mm]	s_L vert. [cm]	s_L hor. [cm]
4º	16,0	8,97	8,14
3º	16,0	8,97	8,14
2º	16,0	8,97	8,14
1º	16,0	8,97	8,14
Térreo	20,0	4,91	7,74
Baldrame	20,0	4,91	7,74

Fonte: Elaborada pelo autor.

Logo tanto verticalmente quanto horizontalmente P12 está respeitando o valor mínimo em todos os pavimentos.

6.3.7.2.4 Taxa de armadura limites

A taxa de armadura é dada pela relação área de aço pela área de concreto, que possui valores que devem ser respeitados, esses valores são mostrados a seguir.

$$0,4\% \leq \rho_l = \frac{A_s}{A_c} \leq 8\%$$

Esse valor máximo também se aplica para as regiões de emenda. Caso esse critério não seja atendido apenas nas regiões das emendas, um traspasse em duas seções pode ser efetuado. As taxas obtidas são mostradas na tabela a seguir.

Tabela 41 - Taxa de armadura

Pavimento	Ac [cm ²]	Asef [cm ²]	ρ_l (%)
4º	510	12,06	2,36
3º		12,06	2,36
2º		12,06	2,36
1º		12,06	2,36
Térreo		25,13	4,93
Baldrame		25,13	4,93

Fonte: Elaborada pelo autor.

Logo todos os valores respeitam os valores limites, porém para o térreo e o baldrame a emenda deverá ser realizada em duas seções.

6.3.7.2.5 Comprimento de traspasse

Na emenda de barras certos comprimentos devem ser respeitados para uma transmissão de esforços adequada. Para emendas por traspasse, conforme dado no item 9.5.2.3 da NBR 6118:2014, o comprimento que deve ser respeitado é dado por

$$l_{oc} = l_{b,nec} \geq l_{oc,min} \geq \begin{cases} 0.6l_b \\ 15\emptyset \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Onde

$$l_{b,nec} = \alpha_{ot} l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Sendo

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} \alpha_1 = 1 \\ 0.3l_b \\ 10\phi_L \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad l_b = \frac{\phi_L f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd,inf}$$

$$\eta_1 = \begin{cases} 1,0 \text{ para barras lisas (CA25)} \\ 1.4 \text{ para barras entalhadas (CA60)} \\ 2.25 \text{ para barras de alta aderência (CA50)} \end{cases}$$

$$\eta_2 = \begin{cases} 1,0 \text{ boa aderência} \\ 0.7 \text{ má aderência} \end{cases}$$

$$\eta_3 = \begin{cases} 1,0 \text{ para } \phi_L < 32 \text{ mm} \\ \frac{132 - \phi_L}{100} \text{ para } \phi_L > 32 \text{ mm} \end{cases}$$

A norma orienta que quando as barras possuem diâmetros diferentes, o comprimento de traspasse deve ser calculado pela barra de maior diâmetro.

Com

$$f_{bd} = 2.25 * 1 * 1 * 0.7 * 0.3 * \frac{\sqrt[3]{25^2}}{1.4} = 2.885 \text{ MPa}$$

E sendo $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$, se chegou a tabela mostrada a seguir, com os resultados obtidos para o comprimento de traspasse.

Tabela 42 - Comprimentos de traspasse

Ligação	lb				$l_{b,nec}$				loc,min [cm]	loc [cm]
	Maior Φ [mm]	f_{yd} [MPa]	f_{bd} [MPa]	lb [cm]	Ast [cm ²]	As ef [cm ²]	α_{ot}	lb _{nec} [cm]		
3º-4º	16,0	434,78	2,89	60,28	11,51	12,06	1,0	56,57	36,17	56,57
2º-3º	16,0			60,28	9,63	12,06	1,0	48,14	36,17	48,14
1º-2º	16,0			60,28	11,93	12,06	1,0	59,65	36,17	59,65
Térreo-1º	20,0			75,35	24,08	25,13	1,8	72,61	45,21	72,61

Fonte: Elaborada pelo autor.

Devido ao comprimento de apenas 80 cm do baldrame, não foi calculada a ligação entre ele e o térreo, isso é possível pelo fato das armaduras serem as mesmas.

6.3.8 Armadura Transversal

A armadura transversal escolhida foi a mínima permitida pelo aço que foi escolhido para a obra, o CA50, onde o seu diâmetro é de 6,3 mm. Já seu espaçamento é dado por:

$$s_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão do pilar} = 17 \text{ cm} \\ 12 * \emptyset \end{cases}$$

Os espaçamentos obtidos foram:

Tabela 43 - Espaçamentos

Pavimento	\emptyset [mm]	st [cm]
4º	16,0	17
3º	16,0	17
2º	16,0	17
1º	16,0	17
Térreo	20,0	17
Baldrame	20,0	17

Fonte: Elaborada pelo autor.

6.3.8.1 Estribos suplementares

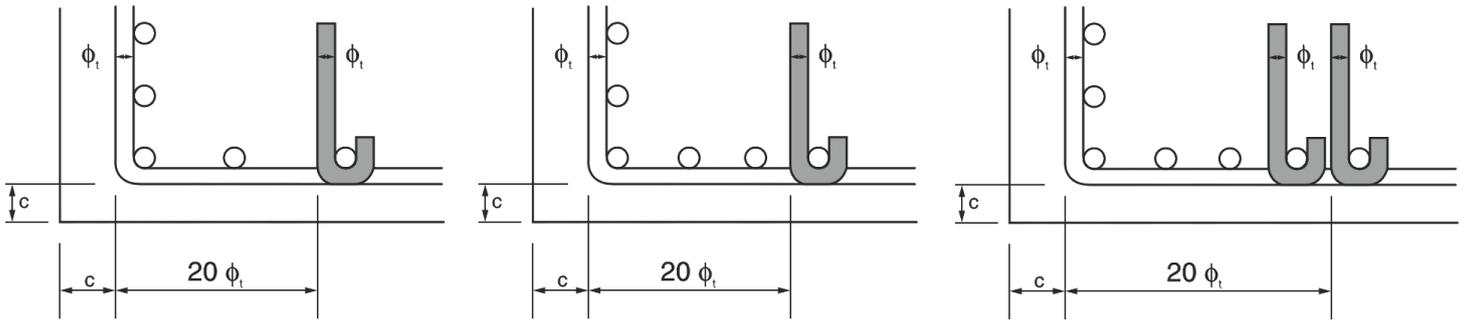
Quando as dimensões de um pilar são muito grandes, as barras longitudinais podem flambar e serem expulsas da seção do concreto, tornando assim necessário o uso de estribos complementares. A distância entre a barra longitudinal e o ramo do estribo mais próximo deve respeitar um valor limite, caso contrário se torna necessário o uso de estribos complementares.

A distância máxima entre uma barra e o ramo do estribo é dada por:

$$20 * \emptyset_t = 20 * 0,63 = 12,6 \text{ cm}$$

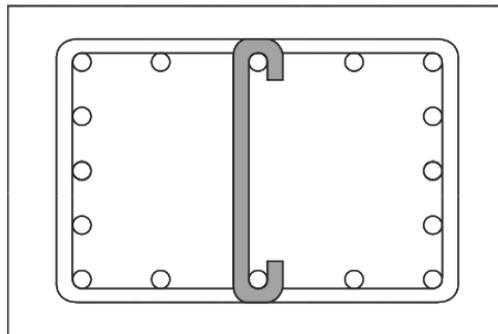
O item 18.2.4 da NBR 6118:2014 especifica que os estribos poligonais garantem a contra flambagem de até 3 barras longitudinais, contando com a do vértice, situadas no máximo à distância de $20\emptyset_t$ do canto. Todas as demais barras longitudinais necessitam de proteção adicional contra flambagem, que pode ser por estribo suplementar ou gancho, conforme exhibe as figuras a seguir.

Figura 68 - Proteção contra Flambagem das barras



Fonte: NBR 6118:2014, item 18.2.4.

Figura 69 - Detalhe da barra com gancho



Fonte: NBR 6118:2014, item 18.2.4.

Tabela 44 - Estribos complementares

7Pavimento	Ø [cm]	nº barras em uma face	Divisões geradas	Dist. Barra mais afastada [cm]
4º	1,60	3	2	12,0
3º	1,60	3	2	12,0
2º	1,60	3	2	12,0
1º	1,60	3	2	12,0
Térreo	2,00	4	3	6,00
Baldrame	2,00	4	3	6,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

Logo não são necessários estribos suplementares em nenhum dos pavimentos.

7.1.1 Verificação por envoltória

Para verificar se as situações de cálculo escolhidas foram suficientes para proporcionar a segurança necessária, a NBR 6118:2014 estipula uma verificação por envoltória.

O item 11.3.3.4.3 da norma estabelece que o dimensionamento adotado deve resistir à envoltória dos momentos mínimos de 1ª ordem. Essa envoltória é dada pela seguinte equação:

$$\left(\frac{M_{1d,mín,x}}{M_{1d,mín,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{1d,mín,y}}{M_{1d,mín,yy}}\right)^2 = 1$$

Para o pilar P12, no nível térreo, tem-se que $M_{1d,min,xx} = 21.43$ kNm e $M_{1d,min,yy} = 25.58$ kNm, conforme calculado no item 6.3.2.

Já o item 15.3.2 da norma determina que o dimensionamento adotado também deve resistir à envoltória dos momentos mínimos de 2ª ordem, dados pela equação abaixo.

$$\left(\frac{M_{d,tot,mín,x}}{M_{d,tot,mín,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{d,tot,mín,y}}{M_{d,tot,mín,yy}}\right)^2 = 1$$

Para o pilar P12, no nível térreo, tem-se que $M_{d,tot,min,xx} = 31.97$ kNm e $M_{d,tot,min,yy} = 25.58$ kNm, onde estes valores são obtidos pela soma do momento mínimo de 1ª ordem com o momento de 2ª ordem.

Além disso, o item 15.8.3.3.5 solicita que o dimensionamento adotado resista aos esforços nas extremidades (topo e base) e na seção intermediária.

Para o P12, nível térreo, tem-se:

Topo: $M_x = 10.45$, $M_y = 0.33$

Intermediária: $M_x = 10.45$ (1ª ordem) + 10.54 (2ª ordem) = 20.99 , $M_y = 0.33$

Base: $M_x = 7.92$, $M_y = 0.33$

Deste modo, o dimensionamento adotado deve possuir uma envoltória resistente que engloba as duas envoltórias e os três pontos referentes à seção do topo, base e intermediária.

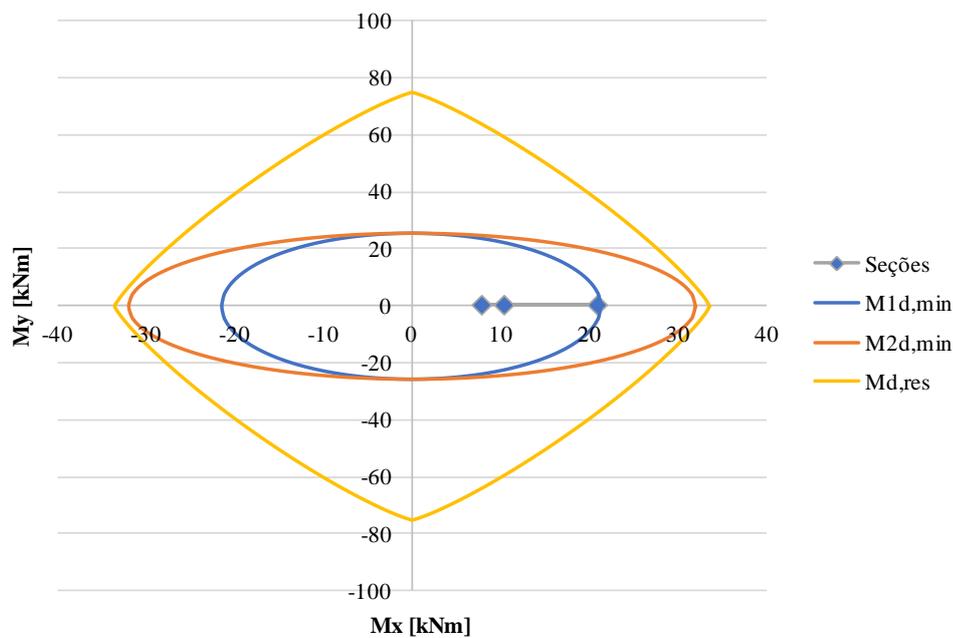
Para calcular a envoltória que o dimensionamento resiste o item 17.2.5 permite utilizar o momento fletor resistente de duas flexões compostas retas, conforme a equação a seguir.

$$\left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}}\right)^{1,2} + \left(\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}}\right)^{1,2} = 1$$

Onde os valores de $M_{Rd,xx}$ e $M_{Rd,yy}$ são obtidos pelo uso inverso dos ábacos, partindo da armadura e se chegando a w . Considerando que o dimensionamento do P12 no nível térreo resultou em 8 barras de 20,0mm, tem-se uma área de aço efetiva de 25.13 cm². Utilizando a fórmula do w , obtém-se que $w = 1.20$. Utilizando o ábaco 8B e 18B, obtém-se que $u_x=0.23$ quando $u_y=0$, resultando em $M_{Rd,xx} = 35.87$ kNm. Já quando $u_x=0$, obtém-se um $u_y=0.26$, resultando em $M_{Rd,yy}=71.85$ kNm.

Plotando as 3 envoltórias e os 3 pontos de solicitações no topo, intermediário e base, obtém-se a figura abaixo:

Figura 70 – Envoltória P12



Fonte: Elaborada pelo autor.

Nota-se que a envoltória resistente engloba as envoltórias mínimas de primeira e segunda ordem, assim como as solicitações da seção do topo, base e intermediário, garantindo o correto dimensionamento.

7.2 PILAR INTERNO – P8

7.2.1 Carregamentos e esforços

O pilar P8 recebe parte dos carregamentos da viga V4 e da viga V16, entretanto a viga V4 recebe um carregamento pontual gerado pela viga V15 e a viga V16 recebe um carregamento pontual da viga V1. Logo para a obtenção dos esforços atuantes em P8 é necessário se determinar os esforços nessas quatro vigas.

7.2.1.1 Viga V7

A viga V7 transmite um carregamento pontual para a viga V15. Para se determinar os esforços atuantes em V7 se fez necessária a obtenção da reação gerada pela laje L13 que se apoia nela, reação essa calculada no item 3.1.7.1 assim como as reações das demais lajes. Porém é necessário adicionar a esse valor o peso próprio da viga, que como mostrado no item 2.2.2 possui dimensões iguais à 17x40 cm, e o peso da parede que se apoia em V7.

O carregamento do peso próprio de V7 é dado por

$$PP = 1,4 * (0,17 * 0,40) * 1 * 25 = 2,38kN/m$$

E do peso da parede por

$$P_{parede} = 1,4 * (0,20 * (2,80 - 0,4)) * 1 * 13 = 8,74kN/m$$

A tabela a seguir mostra os resultados finais obtidos.

Tabela 45 - Carregamento gerado por V7

Causas	Carregamentos [kN/m]	Somatório [kN/m]	Reação [kN]
Laje L13	8,537	19,653	27,808
PP	2,380		
PParede	8,736		

Fonte: Elaborada pelo autor.

7.2.1.2 Viga V9

O cálculo de V9 foi realizado de maneira análoga ao cálculo de V7.

A tabela a seguir mostra os resultados finais obtidos.

Tabela 46 - Resultados finais obtidos

Causas	Carregamentos [kN/m]	Somatório [kN/m]	Reação [kN]
Laje L13	8,537	24,731	34,994
Laje LE	5,078		
PP	2,380		
PParede	8,736		

Fonte: Elaborada pelo autor.

7.2.1.3 Viga VE

O cálculo de VE foi realizado de maneira análoga ao cálculo de V7 e V9. Lembrando que o carregamento oriundo da escada foi mostrado no item **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e é de 26,1 kN/m.

A tabela a seguir mostra os resultados finais obtidos.

Tabela 47 - Resultados finais obtidos

Causas	Carregamentos [kN/m]	Somatório [kN/m]	Reação [kN]
Laje LE	5,078	33,558	47,485
Escada	26,100		
PP	2,380		

Fonte: Elaborada pelo autor.

7.2.1.4 Viga V15

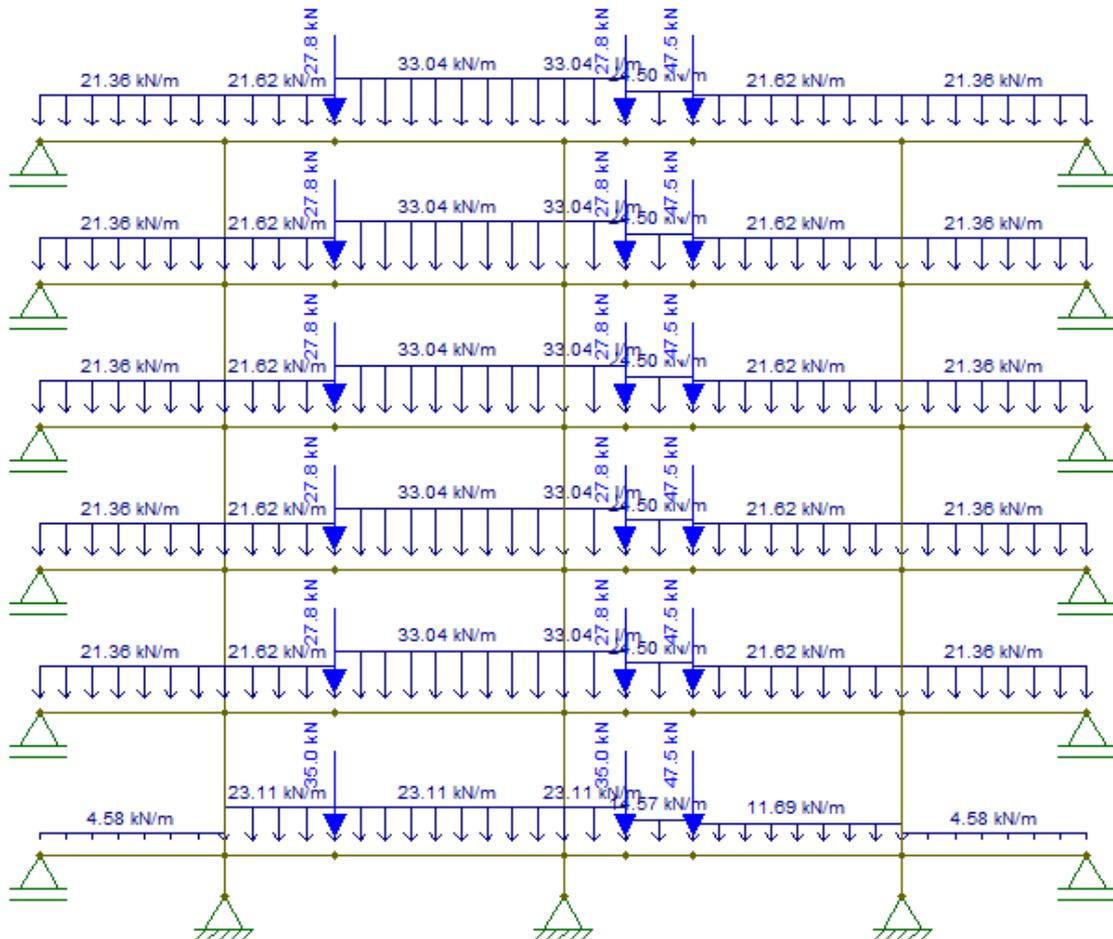
A viga V15 recebe carregamentos vindos da laje L8, L9, L11, L13 e LE. Além de duas cargas pontuais, uma vinda de V7, uma vinda de V9 e outra oriunda de VE. Devido aos diferentes carregamentos que V15 está sujeita, não há simetria entre eles, ela foi dividida em quatro seguimentos.

Tabela 48 – Reações V15

Seg.	Vão Livre [cm]	h [cm]	a1 [cm]	a2 [cm]	Vão Efetivo [cm]	Carga Parede [kN/m]	PP [kN/m]	Laje	Reação da laje [kN/m]	Reação Tipo [kN/m]	Reação Garagem [kN/m]
a=d	341	65	8,5	19,5	358	5,59	2,76	L8	4,071	21,363	4,582
a'=d'								L9	5,599		
b	655	65	19,5	8,5	694	5,59	2,76	L11	9,926	21,620	23,114
b'								L13	11,421	33,040	
b''										33,040	
c	655	65	8,5	19,5	672	5,59	2,76	L11	9,926	33,040	23,114
c'								L13	11,421		
c''								L11	9,926	21,620	11,694
								LE	2,877	24,497	14,571
								L11	9,926		

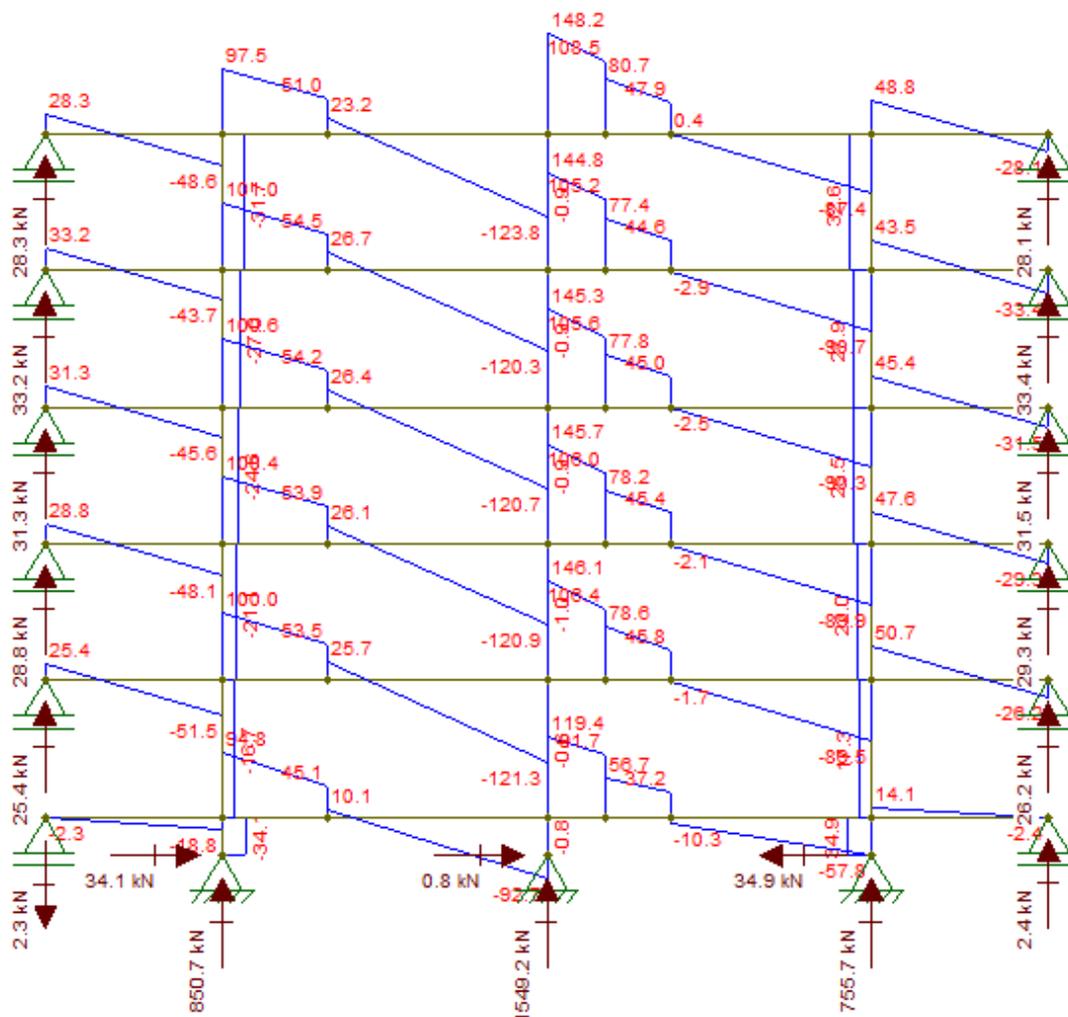
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 71 - Carregamentos, Estado Limite Último.



Fonte: Ftool, 2015.

Figura 72 - Diagrama de esforços cortantes, Estado Limite Último.



Fonte: Ftool, 2015.

Os esforços transferidos para V4 são as reações nos apoios dos extremos. Serão adotados os apoios da direita, tendo em vista que seus valores são maiores.

7.2.1.5 Viga V4

A viga V4 recebe carregamentos de diversas lajes, assim como os carregamentos pontuais da viga V15, o carregamento devido ao peso da parede e seu peso próprio. Segue abaixo os diagramas obtidos do pórtico que a viga faz parte e a tabela com os valores utilizados para a determinação dos mesmos, obtidos através do Ftool.

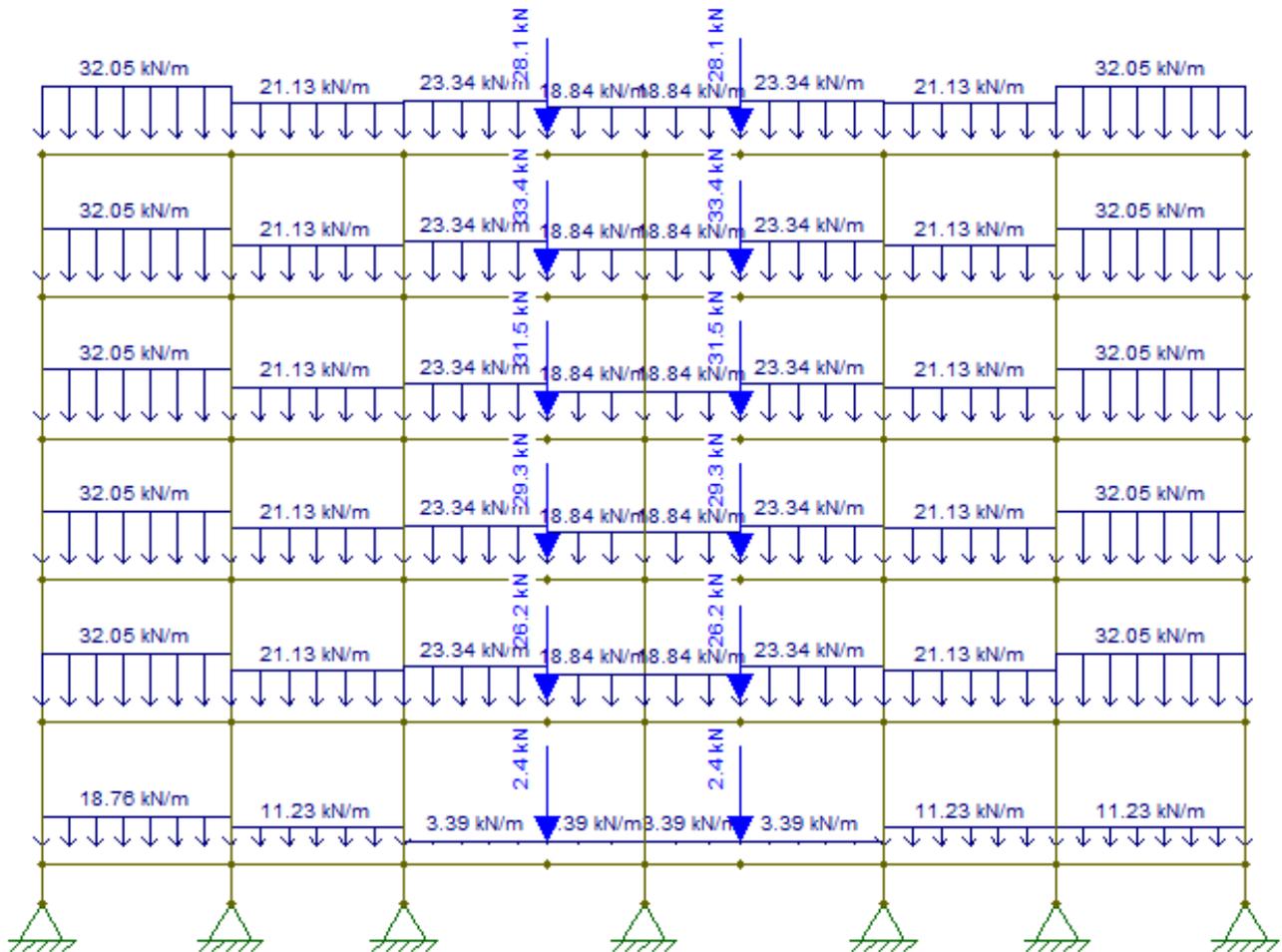
Tabela 49 - Reações V4

Seg.	Vão Livre [m]	h [cm]	a1 [cm]	a2 [cm]	Vão Efetivo [cm]	Carga Parede [kN/m]	pp [kN/m]	Laje	Reação da laje [kN/m]	Reação Tipo [kN/m]	Reação Garagem [kN/m]
a	3,53	45	13,5	8,5	375	6,11	1,913	L2	12,549	32,047	18,764
a'								L7	8,266		
b	3,23	45	8,5	13,5	345	6,11	1,913	L5	3,480	21,131	11,232
b'								L8	6,420		
c	4,53	45	13,5	13,5	480	6,11	1,913	L8	6,420	23,342	3,392
c'								L6	5,691		
c''								L9	1,913	18,835	

Fonte: Elaborada pelo autor.

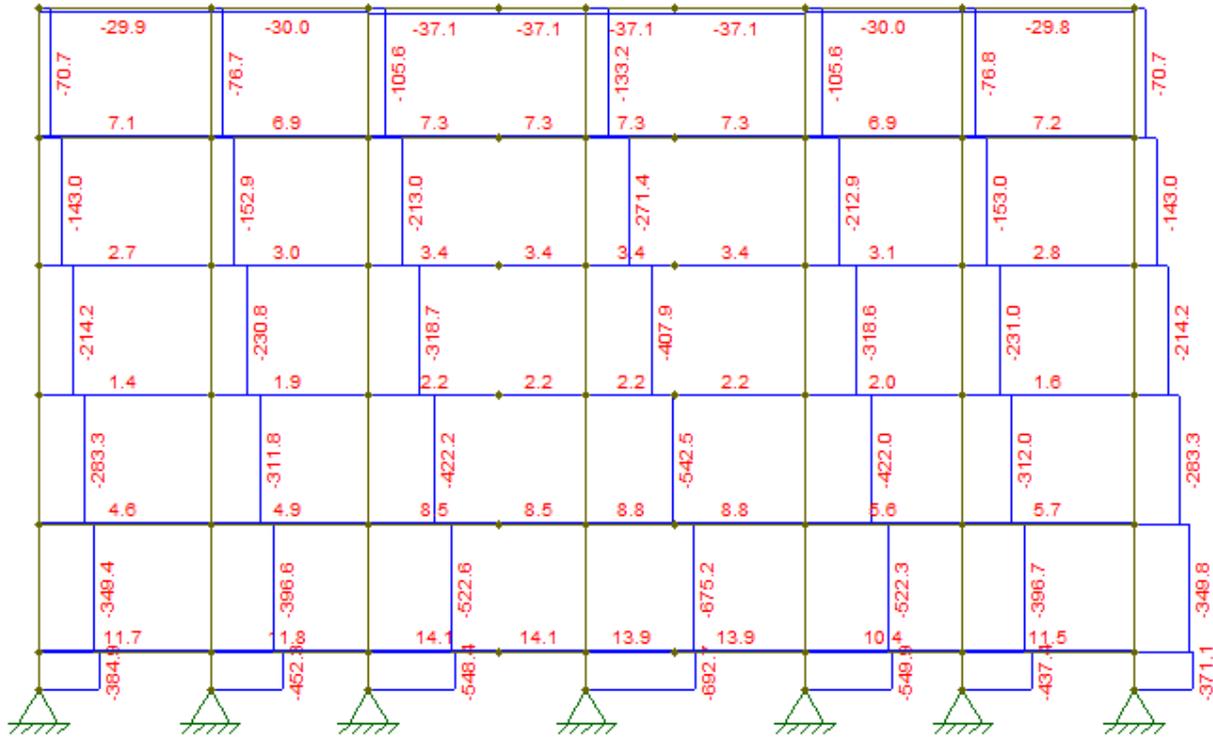
Sendo que antes da soma para obtenção das reações, tanto a carga de parede quanto o peso próprio foram multiplicados pelo fator de segurança de 1,4.

Figura 73 - Carregamentos, Estado Limite Último.



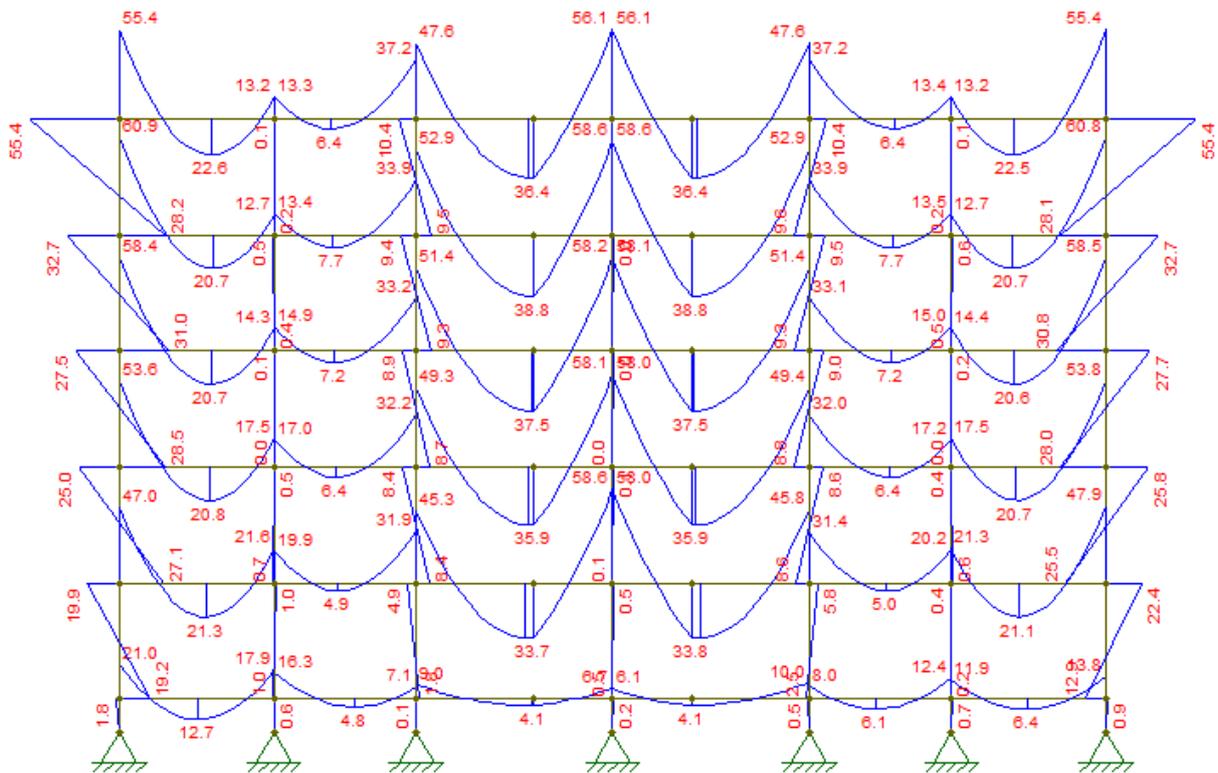
Fonte: Ftool, 2015.

Figura 74 - Diagrama esforços normais, Estado Limite Último.



Fonte: Ftool, 2015.

Figura 75 - Diagrama momentos fletores, Estado Limite Último.



Fonte: Ftool, 2015.

7.2.1.6 Viga V1

A viga V1 recebe carregamentos da laje L1. Ela foi calculada apenas para a obtenção da carga que ela transmite para a viga V16. Segue abaixo os diagramas obtidos da viga e a tabela com os valores utilizados para a determinação dos mesmos, obtidos através do Ftool. Foi considerada uma mureta com 1,20 m, gerando assim uma carga de parede.

Tabela 50 - Reações V1

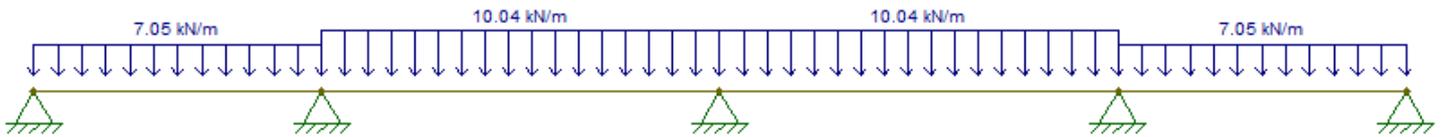
Segm.	Vão Livre [m]	h [cm]	a1 = a2 [cm]	Vão Efetivo [cm]	Carga Parede [kN/m] A	PP [kN/m] B	Laje	Reação laje [kNm] C	Reação [kN/m]
a	3,23	45	8,5	340	3,12	1,91	-	-	7,046
b	4,53	45	8,5	470	3,12	1,91	L1	2,996	10,041

Fonte: Elaborado pelo autor.

Sendo

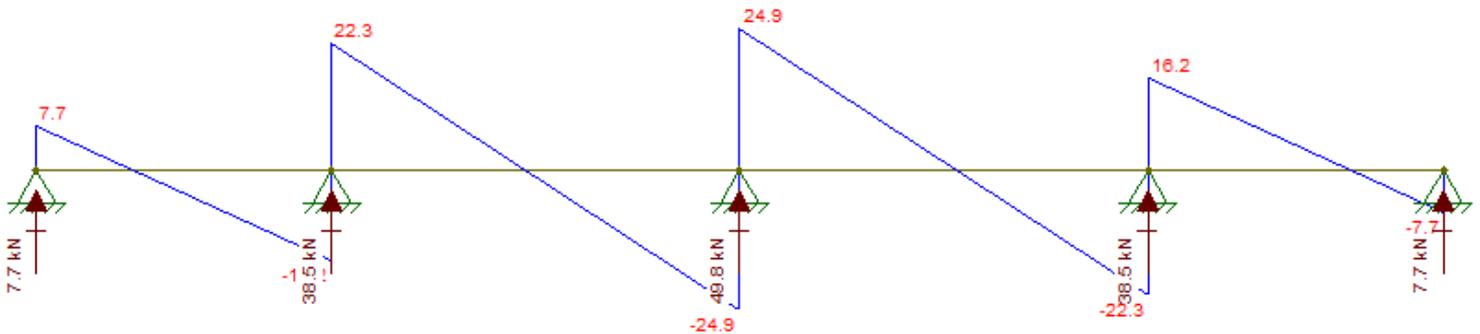
$$\text{Reação [kN/m]} = 1,4 * (A + B) + C$$

Figura 76 - Carregamentos, Estado Limite Último.



Fonte: Ftool, 2015.

Figura 77 - Diagrama esforços cortantes, Estado Limite Último.



Fonte: Ftool, 2015.

O esforço transferido para V16 é a reação do central de 49,8 kN.

7.2.1.7 Viga V16

A viga V16 recebe carregamentos de diversas lajes, além do carregamento da viga V1. Segue abaixo os diagramas obtidos do pórtico ao qual a viga faz parte, e a tabela com os valores utilizados para a determinação dos mesmos, obtidos através do Ftool.

Tabela 51 – Reações V16

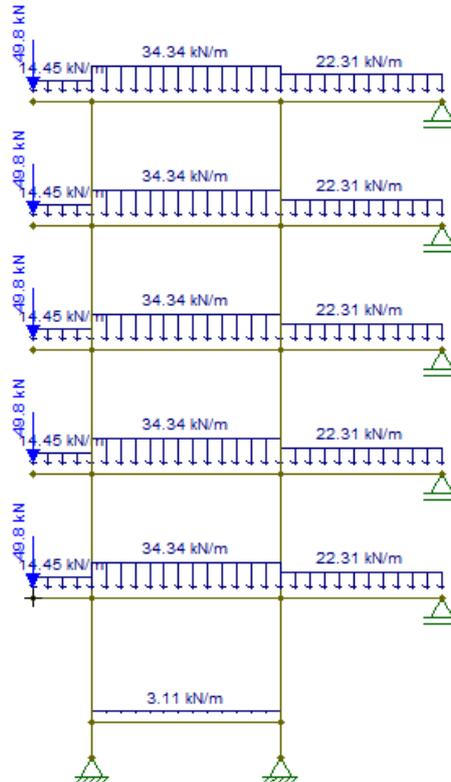
Segm.	Vão Livre [m]	h [cm]	a1 [cm]	a2 [cm]	Vão Efetivo [cm]	Carga Parede [kN/m] A	PP [kN/m] B	Laje	Reação da laje [kN/m] C	Reação Tipo [kN/m]	Reação Garagem [kN/m]
a	1,23	40	-	8,5	140	6,24	1,70	L1	3,336	14,453	-
b	4,03	40	8,5	8,5	420	6,24	1,70	L6	23,228	34,344	3,112
c	3,41	40	8,5	8,5	358	6,24	1,70	L9	11,198	22,313	-

Fonte: Elaborada pelo autor.

Sendo

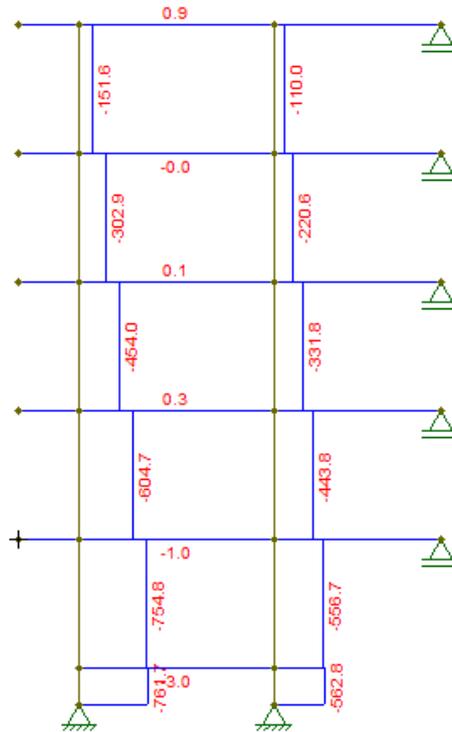
$$\text{Reação [kN/m]} = 1,4 * (\mathbf{A} + \mathbf{B}) + \mathbf{C}$$

Figura 78 - Carregamentos, Estado Limite Último.



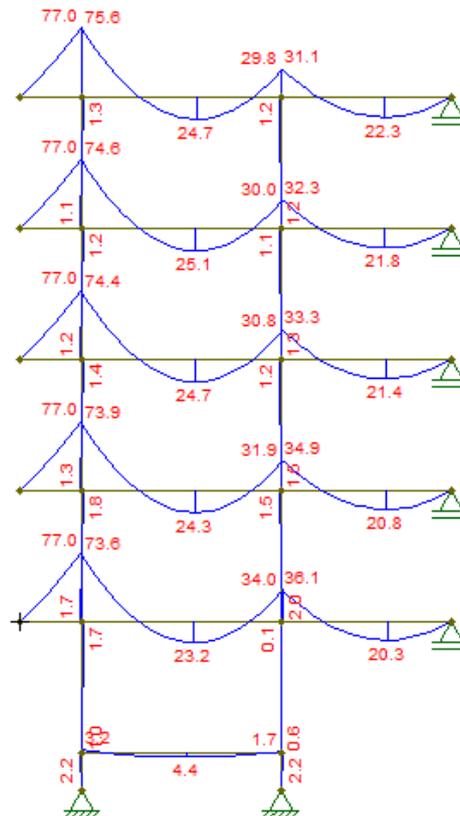
Fonte: Ftool, 2015.

Figura 79 - Diagrama esforços normais, Estado Limite Último.



Fonte: Ftool, 2015.

Figura 80 - Diagrama momentos fletores, Estado Limite Último.



Fonte: Ftool, 2015.

7.2.1.8 Esforços de 1ª Ordem

Para os pilares, os esforços característicos devem ser majorados conforme as fórmulas abaixo.

$$N_d = \gamma_n * \gamma_f * N$$

$$M_d = \gamma_n * \gamma_f * M$$

Onde γ_f é o coeficiente de segurança de 1,4 e o γ_n é o coeficiente de correção devido ao fato da menor dimensão, 17 cm, ser menor que os 19 cm previstos na NBR 6118. O cálculo desse coeficiente é dado por:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 * b$$

Onde b é a menor dimensão do pilar, 17 cm em todos andares. Resultando em

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 * 17 = 1,10$$

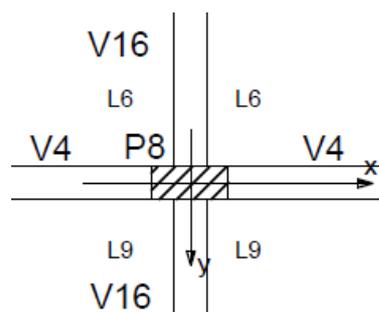
Tabela 52 - Esforços normais do P8 (kN)

Pavimentos	V4	V16	Maior dimen. [cm]	PP	Total=V4+V16+PP	Total*1,1
N 4ºPavi.	133,20	110,00	30,0	5,00	248,2	273,02
N 3ºPavi.	271,40	220,60	30,0	10,00	502,00	552,20
N 2ºPavi.	407,90	331,80	30,0	15,00	754,69	830,16
N 1ºPavi.	542,50	443,80	40,0	21,66	1007,95	1108,75
N Térreo	675,20	556,70	60,0	31,65	1263,55	1389,91
N Baldrame	692,75	562,80	60,0	34,51	1290,06	1419,07

Fonte: Elaborado pelo autor.

Adotando o eixo x paralelo a maior dimensão do pilar, tem-se a orientação exibida na a seguir.

Figura 81 - Orientação P8



Fonte: Elaborado pelo autor.

Logo o momento em x para P8 é o causado pela viga V16 e o momento em relação à y é o gerado por V4, conforme a tabela a seguir. Os momentos provenientes das vigas já estavam majorados em 1,4, bastando, portanto, majorá-los em 1,1.

Tabela 53 - Momentos fletores

Topo			Base		
Momento	1.4* Mk	1.1*1.4*Mk	Momento	1.4* Mk	1.1*1.4*Mk
M1x 4ºPavi. [kNm]	1,2	1,32	M1x 4ºPavi. [kNm]	1,2	1,32
M1x 3ºPavi. [kNm]	1,1	1,21	M1x 3ºPavi. [kNm]	1,3	1,43
M1x 2ºPavi. [kNm]	1,2	1,32	M1x 2ºPavi. [kNm]	1,5	1,65
M1x 1ºPavi. [kNm]	1,5	1,65	M1x 1ºPavi. [kNm]	2,0	2,20
M1x Térreo [kNm]	0,1	0,11	M1x Térreo [kNm]	0,6	0,66
M1x Baldrame [kNm]	2,2	2,42	M1x Baldrame [kNm]	0,0	0,00
M1y 4ºPavi. [kNm]	0,0	0,00	M1y 4ºPavi. [kNm]	0,0	0,00
M1y 3ºPavi. [kNm]	0,0	0,00	M1y 3ºPavi. [kNm]	0,0	0,00
M1y 2ºPavi. [kNm]	0,0	0,00	M1y 2ºPavi. [kNm]	0,0	0,00
M1y 1ºPavi. [kNm]	0,1	0,11	M1y 1ºPavi. [kNm]	0,1	0,11
M1y Térreo [kNm]	0,5	0,55	M1y Térreo [kNm]	0,5	0,55
M1y Baldrame [kNm]	0,2	0,22	M1y Baldrame [kNm]	0,0	0,00

Fonte: Elaborado pelo autor.

7.2.2 Imperfeições geométricas locais

Porém há valores mínimos de momentos de primeira ordem que devem ser respeitados em função das imperfeições geométricas locais. Sendo que esses momentos são dados por:

$$M_{d,min} = N_d * (0,015 + 0,03 * h)$$

A tabela a seguir mostra os momentos mínimos obtidos para o P8.

Tabela 54 - Momentos mínimos de 1ª ordem

Direção	Pavimento	Nd [kN]	h [cm]	Mmin [kNm]
x	4º	273,02	17	5,49
	3º	552,20	17	11,10
	2º	830,16	17	16,69
	1º	1108,75	17	22,29
	Térreo	1388,08	17	27,94
	Baldrame	1416,71	17	28,52
y	4º	273,02	30	6,55
	3º	552,20	30	13,25
	2º	830,16	30	19,92
	1º	1108,75	40	29,94
	Térreo	1388,08	60	45,87
	Baldrame	1416,71	60	46,83

Fonte: Elaborada pelo autor.

7.2.3 Esbeltez

Para o cálculo da esbeltez primeiramente se deve encontrar o comprimento equivalente que é dado por:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

Sendo l_0 a distância entre faces internas, pé direito descontado altura da viga que se apoia; h a altura correspondente ao plano de ação, altura em relação ao eixo em análise; l a distância entre eixos das vigas que lhe dão suporte.

Para o pilar no quarto pavimento na direção x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} (280 - 40) + 17 = 257cm \\ 280cm \end{cases} \therefore l_{ex} = 257cm$$

Lembrando que l é igual para todos os pilares e possui valor de 2,8 m, com exceção da região do baldrame que possui 0,8m. Os demais resultados, tanto dos outros pavimentos quanto para a direção y são mostrados a seguir.

Tabela 55 - Comprimento equivalente

Pavimento	l [cm]	Alt. viga em x [cm]	l_{0x} [cm]	h_x [cm]	l_{ex} [cm]	Alt. viga em y [cm]	l_{0y} [cm]	h_y [cm]	l_{ey} [cm]
4º	280	40	240	17	257	45	235	30	265
3º	280	40	240	17	257	45	235	30	265
2º	280	40	240	17	257	45	235	30	265
1º	280	40	240	17	257	45	235	40	275
Térreo	280	40	240	17	257	45	235	60	280
Baldrame	80	40	40	17	57	45	35	60	80

Fonte: Elaborada pelo autor.

O índice de esbeltez é dado por:

$$\lambda = 3,46 * \frac{l_e}{h}$$

Onde h é altura da seção do pilar em relação ao eixo em análise. Logo para o quarto pavimento em relação ao eixo x essa altura é igual a 17 cm. Os valores encontrados são mostrados na tabela a seguir.

Tabela 56 - Índices de esbeltez

Pavimento	l_{ex} [cm]	h_x [cm]	λ_x	l_{ey} [cm]	h_y [cm]	λ_y
4º	257	17	52,3	265	30	30,6
3º	257	17	52,3	265	30	30,6
2º	257	17	52,3	265	30	30,6
1º	257	17	52,3	275	40	23,8
Térreo	257	17	52,3	285	60	16,1
Baldrame	57	17	11,6	80	60	4,6

Fonte: Elaborada pelo autor.

7.2.4 Esbeltez Limite

Como se pode observar na última tabela, todos os valores obtidos para o eixo y e para o baldrame em x são menores que 35, logo serão calculados somente os momentos de segunda ordem para o eixo x com exceção do baldrame.

O valor limite pode ser obtido a partir da equação a seguir.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * e_1/h}{\alpha_b}, \text{ onde } 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

Onde e_1 é a excentricidade inicial, obtida pela relação M_a/N ; Onde $|Ma|$ é maior momento de primeira ordem, $|Mb|$ é o menor e N é o esforço axial.

h é a altura correspondente ao plano de ação;

Quando Ma e Mb forem menores que o momento mínimo tem-se que $\alpha_b = 1$. Caso contrário α_b é dado por:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_b}{M_a} \geq 0,4$$

Para Ma e Mb em faces paralelas, quando as faces são contrárias o sinal é negativo. Caso $\lambda < \lambda_1$, o momento de segunda ordem existe, mas pode ser desprezado.

Tabela 57 - α_b

Pavi.	x				y			
	Ma [kNm]	Mb [kNm]	M min [kNm]	α_b	Ma [kNm]	Mb [kNm]	M min [kNm]	α_b
4º	1,32	1,32	5,49	1,0	0,00	0,00	6,55	1,0
3º	1,43	1,21	11,10	1,0	0,00	0,00	13,25	1,0
2º	1,65	1,32	16,69	1,0	0,00	0,00	19,92	1,0
1º	2,20	1,65	22,29	1,0	0,11	0,11	29,94	1,0
Térreo	0,66	0,11	27,94	1,0	0,55	0,55	45,87	1,0
Baldrame	2,42	0,00	28,52	1,0	0,22	0,00	46,83	1,0

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os resultados de λ estão exibidos na tabela a seguir.

Tabela 58 - Excentricidades limites

Pavi.	Nd [kN]	λ_x	α_b	e1x [cm]	hx [cm]	λ_{1x}	Considerar momento de 2ª ordem?
4º	273,02	52,3	1,0	2,01	17	35,00	Sim
3º	552,20	52,3	1,0	2,01	17	35,00	Sim
2º	830,16	52,3	1,0	2,01	17	35,00	Sim
1º	1108,75	52,3	1,0	2,01	17	35,00	Sim
Térreo	1389,91	52,3	1,0	2,01	17	35,00	Sim

Fonte: Elaborada pelo autor.

7.2.5 Momentos de 2ª ordem

O momento de segunda ordem é dado através do Método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

$$M_{2d} = N_d * \frac{l_e^2}{10} * \frac{0,005}{(\vartheta_d - 0,5) * h}$$

Onde

$$\vartheta_d = \frac{N_d}{b * h * f_{cd}} \geq 0,5$$

Com b sendo igual a 17 cm para todos os pavimentos, os momentos de segunda ordem obtidos foram:

Tabela 59 - Momento de segunda ordem P8

Pavi.	h [cm]	Nd [kN]	lex [cm]	lx	e1x [cm]	l1x	nd	M2xd
4º	30	273,02	257	52,3	2,01	35,00	0,50	5,30
3º	30	552,20	257	52,3	2,01	35,00	0,61	9,70
2º	30	830,16	257	52,3	2,01	35,00	0,91	11,42
1º	40	1108,75	257	52,3	2,01	35,00	0,91	15,24
Térreo	60	1388,08	257	52,3	2,01	35,00	0,76	21,38

Fonte: Elaborada pelo autor.

7.2.6 Situações de cálculo

Pilares de centro podem ser calculados partindo do pressuposto que estão sujeitos à flexão composta reta. As situações foram encontradas de maneira análoga ao P12. Os esforços centrais iniciais, $\alpha_b * Ma$, são mostrados na tabela a seguir.

Tabela 60 - $\alpha_b * Ma$

Pavi.	x			y		
	Ma [kNm]	α_b	$\alpha_b * Ma$ [kNm]	Ma [kNm]	α_b	$\alpha_b * Ma$ [kNm]
4º	1,32	1,0	1,32	0,00	1,0	0,00
3º	1,43	1,0	1,43	0,00	1,0	0,00
2º	1,65	1,0	1,65	0,00	1,0	0,00
1º	2,20	1,0	2,20	0,11	1,0	0,11
Térreo	0,66	1,0	0,66	0,55	1,0	0,55
Baldrame	2,42	1,0	2,42	0,22	1,0	0,22

Fonte: Elaborada pelo autor.

A tabela mostrada a seguir mostra os momentos máximos para cada seção e a situação crítica.

Tabela 61 - Situações de cálculo, momentos em kNm.

Pavi.	Eixo	Seção	1ª ordem (A)	Momento Mínimo (B)	Maior entre (A) e (B) (C)	2ª ordem (D)	Soma (C) + (D)	Maior entre topo, centro e base	Situação de cálculo
4º	X	Topo	1,32	5,49	5,49	0	5,49	10,79	Nd=273,0 kN Md=10,79
		Centro	1,32		5,49	5,30	10,79		
		Base	1,32		5,49	0	5,49		
	Y	Topo	0,00	6,55	6,55	0	6,55	6,55	Nd=273,0 kN Md=6,55
		Centro	0,00		6,55	0	6,55		
		Base	0,00		6,55	0	6,55		
3º	X	Topo	1,21	11,10	11,10	0	11,10	20,80	Nd=552,2 kN Md=20,80
		Centro	1,43		11,10	9,70	20,80		
		Base	1,43		11,10	0	11,10		
	Y	Topo	0,00	13,25	13,25	0	13,25	13,25	Nd=552,2 kN Md=13,25
		Centro	0,00		13,25	0	13,25		
		Base	0,00		13,25	0	13,25		
2º	X	Topo	1,32	16,69	16,69	0	16,69	28,11	Nd=830,2 kN Md=28,11
		Centro	1,65		16,69	11,42	28,11		
		Base	1,65		16,69	0	16,69		
	Y	Topo	0,00	19,92	19,92	0	19,92	19,92	Nd=830,2 kN Md=19,92
		Centro	0,00		19,92	0	19,92		
		Base	0,00		19,92	0	19,92		
1º	X	Topo	1,65	22,29	22,29	0	22,29	37,53	Nd=1108,8 kN Md=37,53
		Centro	2,20		22,29	15,24	37,53		
		Base	2,20		22,29	0	22,29		
	Y	Topo	0,11	29,94	29,94	0	29,94	29,94	Nd=1108,8 kN Md=29,94
		Centro	0,11		29,94	0	29,94		
		Base	0,11		29,94	0	29,94		
Térreo	X	Topo	0,11	27,94	27,94	0	27,94	49,32	Nd=1389,9 kN Md=49,32
		Centro	0,66		27,94	21,38	49,32		
		Base	0,66		27,94	0	27,94		
	Y	Topo	0,55	45,87	45,87	0	45,87	45,87	Nd=1389,9 kN Md=45,87
		Centro	0,55		45,87	0	45,87		
		Base	0,55		45,87	0	45,87		
Bald.	X	Topo	2,42	28,52	28,52	0	28,52	28,52	Nd=1419,1 kN Md=28,52
		Centro	2,42		28,52	0	28,52		
		Base	0,00		28,52	0	28,52		
	Y	Topo	0,22	46,83	46,83	0	46,83	46,83	Nd=1419,1 kN Md=46,83
		Centro	0,22		46,83	0	46,83		
		Base	0,00		46,83	0	46,83		

Fonte: Elaborada pelo autor.

7.2.7 Armadura Longitudinal

7.2.7.1 Ábacos

Para o cálculo da armadura longitudinal serão utilizados os ábacos desenvolvidos por Pinheiro (2009), onde se obtêm valores que são utilizados para o cálculo de armaduras simétricas.

Os ábacos são divididos por número de barras, 4, 6, 8 ou 20, e pelas relações:

$$\frac{d'}{h_x} \text{ e } \frac{d'}{h_y}$$

Onde d' é a distância de uma barra de canto até a borda do pilar. E os h são as alturas do pilar em relação a cada eixo.

Definido o número de barras e encontrando as duas relações é necessário calcular alguns dados de entrada para a utilização do ábaco. Primeiro será calculado o valor de ν , e como cada flexão será calculada separadamente, esse valor será usado juntamente com μ_x para se encontrar uma armadura e com μ_y para se encontrar a outra. O maior ω será utilizado para calcular a armadura. Os dados de entrada são dados por:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c * f_{cd} * h}$$

Calculando o valor de d' supondo uma barra de 20,0 mm:

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi}{2} = 3 + 0,63 + \frac{2,00}{2} = 4,63\text{cm}$$

Os ábacos fornecem os valores de ω que são utilizados para o cálculo das armaduras através da seguinte equação:

$$A_s = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Os ábacos foram calculados para relações d'/h múltiplas de 5: 0,05; 0,10; 0,15; 0,20; 0,25. Logo valores intermediários necessitam de interpolação entre dois ou até mais ábacos.

Serão mostrados apenas os ábacos utilizados com os valores definitivos de ω , devido ao grande número de ω encontrados e utilizados no processo. A seguir serão mostrados os resultados obtidos para cada andar com sua respectiva situação crítica de cálculo.

Tabela 62 - Dados de entrada nos ábacos e ω encontrados

Pavi.	Direção	d'[cm]	h[cm]	d'/h	Ábacos	Ac [cm ²]	Nd [kN]	ν	Md [kNm]	μ	w
4º	x	4,63	17	0,27	10A e 20A	510	273,02	0,30	10,79	0,07	0,00
3º				0,27	10A,10B, 20A e 20B		552,20	0,61	20,80	0,13	0,23
2º				0,27	9B e 19B		830,16	0,91	28,11	0,18	0,79
1º				0,27	8B e 18B		1108,75	0,91	37,52	0,18	0,82
Térreo				0,27	5B e 15B		1389,91	0,76	49,32	0,16	0,47
Baldrame				0,27	5B e 15B		1419,07	0,78	28,52	0,09	0,10
4º	y		30	0,15	10A e 20A	680	273,02	0,30	6,55	0,02	0,00
3º					10A,10B, 20A e 20B		552,20	0,61	13,25	0,05	0,00
2º					9B e 19B		830,16	0,91	19,92	0,07	0,31
1º				0,12	8B e 18B	1108,75	0,91	29,94	0,06	0,31	
Térreo				0,08	5B e 15B	1020	1389,91	0,76	45,87	0,04	0,12
Baldrame					0,08		5B e 15B	1419,07	0,78	46,83	0,04

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com o maior dos valores de ω se chega a maior armadura necessária. Após isso se adotou uma armadura, com o número correspondente de barras do ábaco, que resultasse em uma armadura efetiva próxima da armadura calculada. Vale ressaltar que para pilares o diâmetro mínimo das barras deve ser de 10 mm e o diâmetro máximo é de $b/8$, onde b é a menor dimensão do pilar, logo

$$\frac{170}{8} = 21,25mm$$

Segue a tabela com as armaduras finais obtidas.

Tabela 63 - ω adotados e armaduras resultantes

Pavimento	Ac [cm ²]	fcd [MPa]	fyd [MPa]	maior w	Ast [cm ²]	As adotada	As ef [cm ²]
4º	510	17,86	434,78	0,00	2,04	4 Φ 10,0 mm	3,14
3º				0,32	4,82	4 Φ 16,0 mm	8,04
2º				0,79	16,54	6 Φ 20,0 mm	18,85
1º	680			0,82	22,89	8 Φ 20,0 mm	25,13
Térreo	1020			0,47	19,68	8 Φ 20,0 mm	25,13
Baldrame				0,10	4,89	8 Φ 20,0 mm	25,13

Fonte: Elaborada pelo autor.

O pavimento baldrame resultou em uma armadura muito menor em comparação aos demais andares. Isso é decorrente do fato de sua esbeltez ser pequena por possuir um pé direito de apenas 80 cm, logo não resultando em momentos de segunda ordem. Logo foi escolhido se manter armadura do pavimento superior.

7.2.7.2 Detalhamento

7.2.7.2.1 Armadura Mínima

A armadura mínima é dada por:

$$A_{s,min} = 0,15 * \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

Resultando em:

Tabela 64 - Armaduras mínimas

Pavimento	f _{yd} [MPa]	N _d [kN]	A _c [cm ²]	A _{smin} [cm ²]	A _{s ef} [cm ²]
4º	434,78	273,02	510	2,04	3,14
3º		552,20		2,04	8,04
2º		830,16		2,86	18,85
1º		1108,75	680	3,82	25,13
Térreo		1389,91	1020	4,79	25,13
Baldrame		1419,07		4,89	25,13

Fonte: Elaborada pelo autor.

Logo todas as armaduras efetivas respeitam o valor mínimo.

7.2.7.2.2 Espaçamento máximo entre eixos

Deve ser inferior a 400 mm e 2b, onde b é a menor dimensão do pilar.

$$e_{Lmáx} \leq \begin{cases} 40cm \\ 2 * 17 = 34cm \end{cases}$$

O espaçamento efetivo máximo é obtido diminuindo da maior dimensão do pilar os cobrimentos e o diâmetro das armaduras. Sendo que essa distância é dividida pelo número de divisões geradas pelas barras centrais.

$$e_{ef} = \frac{h - 2 * c - 2 * \phi_t - 2 * \frac{\phi}{2}}{\text{divisões geradas}}$$

Sendo que esse número de barras é igual as barras de uma das faces, ou seja, metade das barras do pilar. Os valores de cobertura, 3cm, ϕ_t que é de 0,63 cm e o h ,que é a maior dimensão do pilar, que é de 30 cm, são iguais para todos os pavimentos.

Para o quarto pavimento tipo se tem

$$e_{ef} = \frac{30 - 2 * 3 - 2 * 0,63 - 1,25}{2} = 10,75 \text{ cm}$$

Segue uma tabela com os valores obtidos:

Tabela 65 - Espaçamento efetivo, e_L

Pavimento	ϕ [cm]	nº barras em uma das faces	Divisões geradas pelas barras	e_L [cm]
4º	1,00	2	1	21,74
3º	1,25	2	1	21,49
2º	2,00	3	2	10,37
1º	2,00	4	3	10,25
Térreo	2,00	4	3	16,91
Baldrame	2,00	4	3	16,91

Fonte: Elaborada pelo autor.

Todos os espaçamentos estão respeitando o valor limite de 34 cm.

7.2.7.2.3 Espaçamento mínimo entre faces

Segundo o item 18.4.2.2MBR 6118:2014:

“O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido do plano da seção transversal, fora das regiões de emendas, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vez a dimensão máxima do agregado graúdo.”

Ou seja

$$s_L \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \emptyset \\ 1,2 d_{\text{máx}} = 1,2 * 19 = 22,8 \text{ mm (brita 1)} \end{cases}$$

Logo como a maior armadura é 20 mm, o espaçamento mínimo para todos os pavimentos é dado por

$$s_L \geq 2,28 \text{ cm}$$

Sendo o espaçamento vertical dado por

$$s_L = e_L - 2 \frac{\emptyset}{2}$$

E o horizontal dado por

$$s_L = b - 2 * c - 2 * \emptyset_t - 2 \frac{\emptyset}{2}$$

Sendo $b = 17 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$ e $\emptyset_t = 6,3 \text{ mm}$ para todos os pilares, se chegou a tabela a seguir.

Tabela 66 – Espaçamentos

Pavimento	\emptyset [mm]	s_L vert. [cm]	s_L hor. [cm]
4º	10,0	20,74	8,74
3º	12,5	20,24	8,14
2º	20,0	8,37	7,74
1º	20,0	8,25	7,74
Térreo	20,0	14,91	7,74
Baldrame	20,0	14,91	7,74

Fonte: Elaborada pelo autor.

Logo tanto verticalmente quanto horizontalmente P8 está respeitando o valor mínimo em todos os pavimentos.

7.2.7.2.4 Taxa de armadura limites

A taxa de armadura é dada pela relação área de aço pela área de concreto, que possui valores que devem ser respeitados, esses valores são mostrados a seguir.

$$0,4\% \leq \rho_l = \frac{A_s}{A_c} \leq 8\%$$

Esse valor máximo também se aplica para as regiões de emenda. Caso esse critério não seja atendido apenas nas regiões das emendas, um traspasse em duas seções pode ser efetuado. As taxas obtidas são mostradas na tabela a seguir.

Tabela 67 - Taxa de armadura

Pavimento	Ac [cm ²]	Asef [cm ²]	ρ_l (%)
4º	510	3,14	0,62
3º		8,04	0,96
2º		18,85	3,70
1º	680	25,13	3,70
Térreo	1020	25,13	2,46
Baldrame		25,13	2,46

Fonte: Elaborada pelo autor.

Logo todos os valores respeitam os valores limites.

7.2.7.2.5 Comprimento de traspasse

Na emenda de barras certos comprimentos devem ser respeitados para uma transmissão de esforços adequada. Para emendas por traspasse, conforme dado no item 9.5.2.3 da NBR 6118:2014, o comprimento que deve ser respeitado é dado por

$$l_{oc} = l_{b,nec} \geq l_{oc,min} \geq \begin{cases} 0.6l_b \\ 15\phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Onde

$$l_{b,nec} = \alpha_{ot} l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Sendo

$$\alpha_{ot} = 1$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0.3l_b \\ 10\phi_L \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad l_b = \frac{\phi_L f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd,inf}$$

$$\eta_1 = \begin{cases} 1,0 \text{ para barras lisas (CA25)} \\ 1.4 \text{ para barras entalhadas (CA60)} \\ 2.25 \text{ para barras de alta aderência (CA50)} \end{cases}$$

$$\eta_2 = \begin{cases} 1,0 & \text{boa aderência} \\ 0,7 & \text{má aderência} \end{cases}$$

$$\eta_3 = \begin{cases} 1,0 & \text{para } \phi_L < 32 \text{ mm} \\ \frac{132 - \phi_L}{100} & \text{para } \phi_L > 32 \text{ mm} \end{cases}$$

A norma orienta que quando as barras possuem diâmetros diferentes, o comprimento de traspasse deve ser calculado pela barra de maior diâmetro.

Com

$$f_{bd} = 2.25 * 1 * 1 * 0.7 * 0.3 * \frac{\sqrt[3]{25^2}}{1.4} = 2.885 \text{ MPa}$$

E sendo $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$, se chegou a tabela mostrada a seguir, com os resultados obtidos para o comprimento de traspasse.

Tabela 68 - Comprimentos de traspasse

Ligação	lb				$l_{b,nec}$				loc,min [cm]	loc [cm]
	Maior Φ [mm]	f_{yd} [MPa]	f_{bd} [MPa]	lb [cm]	Ast [cm ²]	As ef [cm ²]	α_{0t}	lb _{nec} [cm]		
3º-4º	12,5	434,78	2,89	47,10	4,82	4,91	1,0	46,19	28,26	46,19
2º-3º	20,0			75,35	16,54	18,85	1,0	66,12	45,21	66,12
1º-2º	20,0			75,35	22,89	25,13	1,0	68,64	45,21	68,64
Térreo-1º	20,0			75,35	19,68	25,13	1,0	59,01	45,21	59,01

Fonte: Elaborada pelo autor.

Devido ao comprimento de apenas 80 cm do baldrame, não foi calculada a ligação entre ele e o térreo, isso é possível pelo fato das armaduras serem as mesmas.

7.2.8 Armadura Transversal

A armadura transversal escolhida foi a mínima permitida pelo aço que foi escolhido para a obra, o CA50, onde o seu diâmetro é de 6,3 mm. Já seu espaçamento é dado por:

$$s_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão do pilar} = 17 \text{ cm} \\ 12 * \phi \end{cases}$$

Os espaçamentos obtidos foram:

Tabela 69 - Espaçamentos

Pavimento	\emptyset [mm]	st [cm]
4º	10,0	12
3º	16,0	17
2º	20,0	17
1º	20,0	17
Térreo	20,0	17
Baldrame	20,0	17

Fonte: Elaborada pelo autor.

7.2.8.1 Estribos suplementares

A distância máxima entre uma barra central, fora dos vértices, e uma barra de vértice é dada por:

$$20 * \emptyset_t = 20 * 0,63 = 12,6cm$$

O item 18.2.4 da NBR 6118:2014 especifica que os estribos poligonais garantem a contra flambagem de até 3 barras longitudinais, contando com a do vértice, situadas no máximo à distância de $20\emptyset_t$ do canto. Todas as demais barras longitudinais necessitam de proteção adicional contra flambagem, que pode ser por estribo suplementar ou gancho, conforme exhibe as figuras a seguir.

Tabela 70 - Estribos complementares

8Pavimento	\emptyset [cm]	nº barras em uma face	Divisões geradas	Dist. Barra mais afastada [cm]
4º	1,00	2	1	Não necessário
3º	1,25	2	1	Não necessário
2º	2,00	3	2	12,0
1º	2,00	4	3	11,3
Térreo	2,00	4	3	18,0
Baldrame	2,00	4	3	18,0

Fonte: Elaborada pelo autor.

Logo são necessários estribos suplementares apenas nos pavimentos térreo e baldrame.

8.1.1 Verificação por envoltória

Para verificar se as situações de cálculo escolhidas foram suficientes para proporcionar a segurança necessária, a NBR 6118:2014 estipula uma verificação por envoltória.

O item 11.3.3.4.3 da norma estabelece que o dimensionamento adotado deve resistir à envoltória dos momentos mínimos de 1ª ordem. Essa envoltória é dada pela seguinte equação:

$$\left(\frac{M_{1d,mín,x}}{M_{1d,mín,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{1d,mín,y}}{M_{1d,mín,yy}}\right)^2 = 1$$

Para o pilar P8, no nível térreo, tem-se que $M_{1d,min,xx} = 27,94$ kNm e $M_{1d,min,yy} = 45,87$ kNm, conforme calculado no item 6.3.2.

Já o item 15.3.2 da norma determina que o dimensionamento adotado também deve resistir à envoltória dos momentos mínimos de 2ª ordem, dados pela equação abaixo.

$$\left(\frac{M_{d,tot,mín,x}}{M_{d,tot,mín,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{d,tot,mín,y}}{M_{d,tot,mín,yy}}\right)^2 = 1$$

Para o pilar P8, no nível térreo, tem-se que $M_{d,tot,min,xx} = 49,32$ kNm e $M_{d,tot,min,yy} = 45,87$ kNm, onde estes valores são obtidos pela soma do momento mínimo de 1ª ordem com o momento de 2ª ordem.

Além disso, o item 15.8.3.3.5 solicita que o dimensionamento adotado resista aos esforços nas extremidades (topo e base) e na seção intermediária.

Para o P12, nível térreo, tem-se:

Topo: $M_x = 1.1$, $M_y = 0.5$

Intermediária: $M_x = 1.1$ (1ª ordem) + 21.38 (2ª ordem) = 22.48, $M_y = 0.5$

Base: $M_x=1.1$, $M_y=0.5$

Deste modo, o dimensionamento adotado deve possuir uma envoltória resistente que engloba as duas envoltórias e os três pontos referentes à seção do topo, base e intermediária.

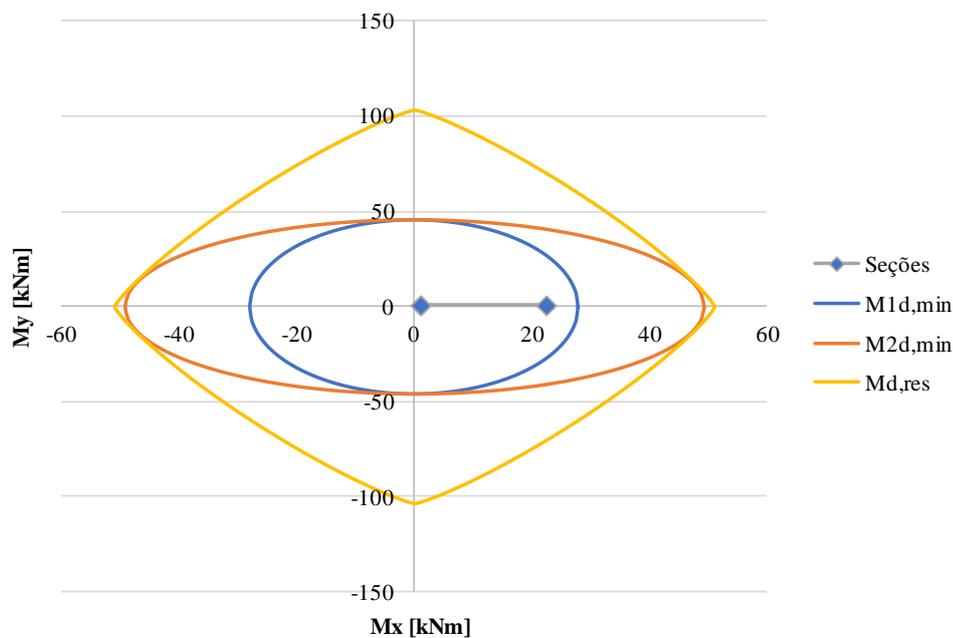
Para calcular a envoltória que o dimensionamento resiste o item 17.2.5 permite utilizar o momento fletor resistente de duas flexões compostas retas, conforme a equação a seguir.

$$\left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}}\right)^{1,2} + \left(\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}}\right)^{1,2} = 1$$

Onde os valores de $M_{Rd,xx}$ e $M_{Rd,yy}$ são obtidos pelo uso inverso dos ábacos, partindo da armadura e se chegando a w . Considerando que o dimensionamento do P8 no nível térreo resultou em 8 barras de 20,0mm, tem-se uma área de aço efetiva de 25.13 cm². Utilizando a fórmula do w , obtém-se que $w = 0.6$. Utilizando os ábacos 8B e 18B, obtém-se que $u_x=0.16$ quando $u_y=0$, resultando em $M_{Rd,xx} = 50.96$ kNm. Já quando $u_x=0$, obtém-se um $u_y=0.19$, resultando em $M_{Rd,yy}=103.55$ kNm.

Plotando as 3 envoltórias e os 3 pontos de solicitações no topo, intermediário e base, obtém-se a figura abaixo:

Figura 82 – Envoltória P8



Fonte: Elaborada pelo autor.

Nota-se que a envoltória resistente engloba as envoltórias mínimas de primeira e segunda ordem, assim como as solicitações da seção do topo, base e intermediário, garantindo o correto dimensionamento.

8.2 PILAR DE CANTO – P1

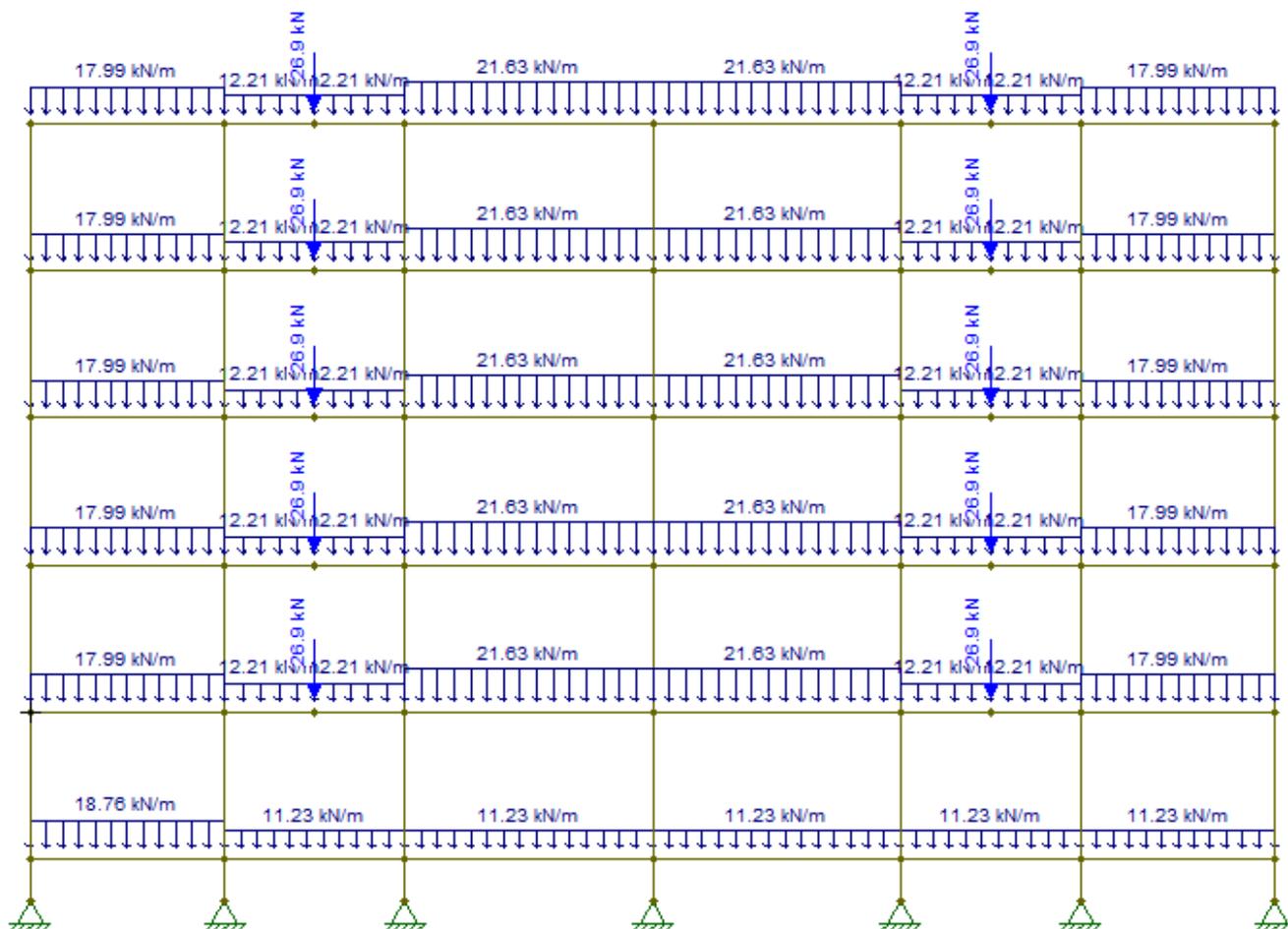
8.2.1 Carregamentos e esforços

O pilar P1 recebe parte dos carregamentos da viga V2 e da viga V11. Logo para a obtenção dos esforços atuantes em P1 é necessário se determinar os esforços nessas duas vigas.

8.2.1.1 Viga V2

A viga V2 foi calculada no capítulo 4, porém aqui ela foi posta em um modelo de pórtico, igual as demais vigas utilizadas para o cálculo dos pilares.

Figura 83 - Carregamentos, Estado Limite Último.



Fonte: Ftool, 2015.

8.2.1.2 Viga V11

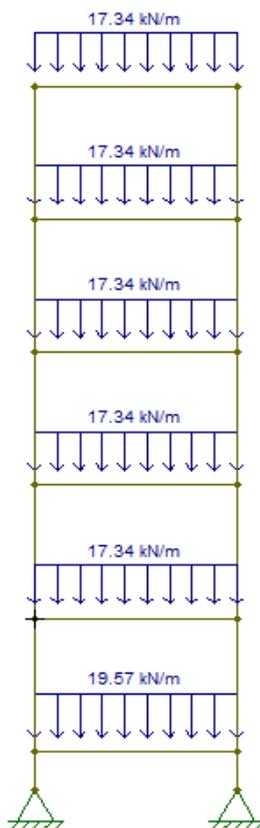
A viga V11 recebe carregamentos da laje L2. Segue abaixo os diagramas obtidos do pórtico que se encontra a viga, e a tabela com os valores utilizados para a determinação dos mesmos.

Tabela 71 - Reações V11

Vão Livre [m]	h [cm]	a1 = a2 [cm]	Vão Efetivo [cm]	Carga Parede [kN/m]	pp [kN/m]	Laje	Reação da laje [kN/m]	Reação Tipo [kN/m]	Reação Garagem [kN/m]
4,03	40	8,5	420	6,23	1,71	L2	6,215	17,338	19,567

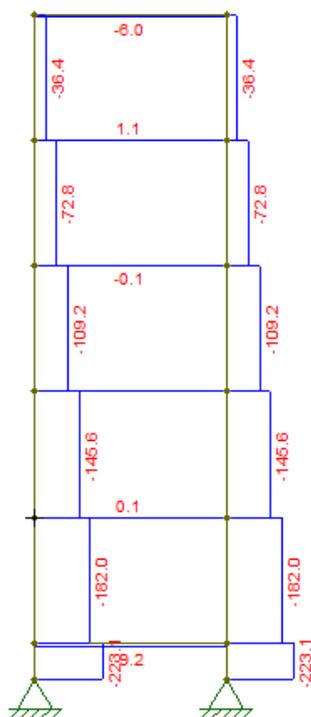
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 86 - Carregamentos, Estado Limite Último.



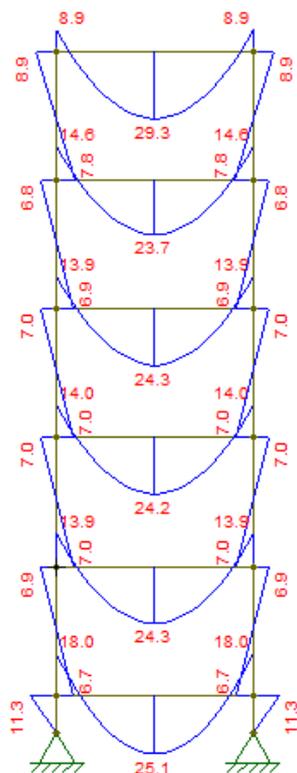
Fonte: Ftool, 2015.

Figura 87 - Diagrama esforços normais, Estado Limite Último.



Fonte: Ftool, 2015.

Figura 88 - Diagrama momentos fletores, Estado Limite Último.



Fonte: Ftool, 2015.

8.2.1.3 Esforços de 1ª Ordem

Para os pilares, os esforços característicos devem ser majorados conforme as fórmulas abaixo.

$$N_d = \gamma_n * \gamma_f * N$$

$$M_d = \gamma_n * \gamma_f * M$$

Onde γ_f é o coeficiente de segurança de 1,4 e o γ_n é o coeficiente de correção devido ao fato da menor dimensão, 17 cm, ser menor que os 19 cm previstos na NBR 6118. O cálculo desse coeficiente é dado por:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 * b$$

Onde b é a menor dimensão do pilar.

Logo:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 * 17 = 1,10$$

Os esforços normais resultantes foram calculados de maneira análoga aos outros pilares e estão exibidos na tabela a seguir. Vale ressaltar que P1 possui 17x25 em todos os pavimentos.

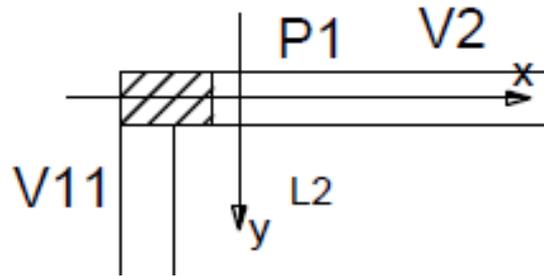
Tabela 72 - Esforços normais do P1 (kN)

Pavimentos	V2	V11	PP	Total=V8+V11+PP	Total*1,1
N 4ºPavi.	30,6	36,4	4,2	71,16	78,28
N 3ºPavi.	63,5	72,8	8,3	144,63	159,09
N 2ºPavi.	96,0	109,2	12,5	217,69	239,46
N 1ºPavi.	127,9	145,8	16,7	290,36	319,40
N Térreo	159,2	182,0	21,7	362,85	399,14
Baldrame	192,6	223,1	23,1	438,7	482,66

Fonte: Elaborado pelo autor.

Adotando o eixo x paralelo a maior dimensão do pilar, tem-se a orientação exibida na a seguir.

Figura 89 - Orientação P1



Fonte: Elaborado pelo autor.

Logo o momento em x para P1 é o causado pela viga V11 e o momento em relação à y é gerado por V2, conforme exibe a tabela a seguir. Os momentos provenientes das vigas já estavam majorados em 1,4, bastando, portanto, majorá-los em 1,1.

Tabela 73 - Momentos fletores

Momento	Topo		Momento	Base	
	1.4*Mk	1.1*1.4*Mk		1.4*Mk	1.1*1.4*Mk
M1x 4ºPavi. [kNm]	8,9	9,79	M1x 4ºPavi. [kNm]	7,8	8,58
M1x 3ºPavi. [kNm]	6,8	7,48	M1x 3ºPavi. [kNm]	6,9	7,59
M1x 2ºPavi. [kNm]	7,0	7,70	M1x 2ºPavi. [kNm]	7,0	7,70
M1x 1ºPavi. [kNm]	7,0	7,70	M1x 1ºPavi. [kNm]	7,0	7,70
M1x Térreo [kNm]	6,9	7,59	M1x Térreo [kNm]	6,7	7,37
M1y 4ºPavi. [kNm]	11,3	12,43	M1y 4ºPavi. [kNm]	0,0	0,00
M1y 3ºPavi. [kNm]	11,3	12,43	M1y 3ºPavi. [kNm]	9,5	10,45
M1y 2ºPavi. [kNm]	8,2	9,02	M1y 2ºPavi. [kNm]	8,3	9,13
M1y 1ºPavi. [kNm]	8,2	9,02	M1y 1ºPavi. [kNm]	8,0	8,80
M1y Térreo [kNm]	7,6	8,36	M1y Térreo [kNm]	7,4	8,14

Fonte: Elaborado pelo autor.

8.2.2 Imperfeições geométricas locais

Porém há valores mínimos de momentos de primeira ordem que devem ser respeitados em função das imperfeições geométricas locais. Sendo que esses momentos são dados por:

$$M_{d,min} = N_d * (0,015 + 0,03 * h)$$

Seguem os resultados obtidos:

Tabela 74 - Momentos mínimos de 1ª ordem

Direção	Pavimento	Nd [kN]	h [cm]	Mmin [kNm]
x	4º	78,28	17	1,57
	3º	159,09	17	3,20
	2º	239,46	17	4,81
	1º	319,40	17	6,42
	Térreo	399,14	17	8,02
	Baldrame	482,66	17	9,70
y	4º	78,28	25	1,76
	3º	159,09	25	3,58
	2º	239,46	25	5,39
	1º	319,40	25	7,19
	Térreo	399,14	30	9,58
	Baldrame	482,66	30	11,58

Fonte: Elaborada pelo autor.

8.2.3 Esbeltez

Para o cálculo da esbeltez primeiramente se deve encontrar o comprimento equivalente que é dado por:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

Sendo l_0 a distância entre faces internas, pé direito descontado altura da viga que se apoia; h a altura correspondente ao plano de ação, altura em relação ao eixo em análise; l a distância entre eixos das vigas que lhe dão suporte.

Para o pilar no quarto pavimento na direção x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} (280 - 40) + 17 = 257cm \\ 280cm \end{cases} \therefore l_{ex} = 257cm$$

Lembrando que l é igual para todos os pilares e possui valor de 2,8 m, os demais resultados, tanto dos outros pavimentos quanto para a direção y são mostrados a seguir.

Tabela 75 - Comprimento equivalente

Pavimento	l [cm]	Alt. viga em x [cm]	l_{0x} [cm]	h_x [cm]	l_{ex} [cm]	Alt. viga em y [cm]	l_{0y} [cm]	h_y [cm]	l_{ey} [cm]
4º	280	40	240	17	257	35	245	25	270
3º	280	40	240	17	257	35	245	25	270
2º	280	40	240	17	257	35	245	25	270
1º	280	40	240	17	257	35	245	25	270
Térreo	280	40	240	17	257	35	245	30	275
Baldrame	80	40	40	17	57	35	45	30	75

Fonte: Elaborada pelo autor.

O índice de esbeltez é dado por:

$$\lambda = 3,46 * \frac{l_e}{h}$$

Onde h é altura da seção do pilar em relação ao eixo em análise. Logo para o quarto pavimento em relação ao eixo x essa altura é igual a 17 cm. Os valores encontrados são mostrados na tabela a seguir.

Tabela 76 - Índices de esbeltez

Pavimento	l_{ex} [cm]	h_x [cm]	λ_x	l_{ey} [cm]	h_y [cm]	λ_y
4º	257	17	52,3	270	25	37,4
3º	257	17	52,3	270	25	37,4
2º	257	17	52,3	270	25	37,4
1º	257	17	52,3	270	25	37,4
Térreo	257	17	52,3	275	25	31,7
Baldrame	57	17	11,6	75	25	8,7

Fonte: Elaborada pelo autor.

8.2.4 Esbeltez Limite

A NBR 6118:2014, no item 15.8.2, define um valor limite de esbeltez, logo se faz necessário a verificação da esbeltez nos dois eixos, x e y. A norma define que valor mínimo é 35, qualquer excentricidade abaixo dele gera momentos de segunda ordem que podem ser desconsiderados.

O valor limite pode ser obtido a partir da equação a seguir.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * e_1/h}{\alpha_b} \geq 35$$

Onde e_1 é a excentricidade inicial, obtida pela relação N/M_a ; Onde $|M_a|$ é maior momento de primeira ordem, e $|M_b|$ é o menor.

h é a altura correspondente ao plano de ação;

Quando M_a e M_b forem menores que o momento mínimo, tem-se que $\alpha_b = 1$. Caso contrário α_b é dado por:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_b}{M_a} \geq 0,4$$

Para M_a e M_b em faces paralelas, quando as faces são contrárias o sinal é negativo.

Tabela 77 - α_b

Pavi.	x				y			
	Ma [kNm]	Mb [kNm]	M min [kNm]	α_b	Ma [kNm]	Mb [kNm]	M min [kNm]	α_b
4º	9,79	8,58	1,57	0,4	12,43	10,45	1,76	0,4
3º	7,48	7,59	3,20	0,4	9,02	9,13	3,58	0,4
2º	7,70	7,70	4,81	0,4	9,02	8,80	5,39	0,4
1º	7,70	7,70	6,42	0,4	8,36	8,14	7,19	0,4
Térreo	7,59	7,37	8,02	1,0	7,59	7,15	9,58	1,0
Baldrame	12,43	0,00	9,70	0,4	10,45	0,00	11,58	1,0

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os resultados de λ estão exibidos na tabela a seguir. Caso $\lambda < \lambda_1$, o momento de segunda ordem existe, mas pode ser desprezado.

Tabela 78 - Excentricidades limites direção x

Pavi.	Nd [kN]	λ_x	α_b	e_{1x} [cm]	h_x [cm]	λ_{1x}	Considerar momento de 2ª ordem?
4º	78,28	52,3	0,4	12,51	17	85,49	Não
3º	159,09	52,3	0,4	4,70	17	71,14	Não
2º	239,46	52,3	0,4	3,22	17	68,41	Não
1º	319,40	52,3	0,4	2,41	17	66,93	Não
Térreo	399,14	52,3	1,0	2,01	17	35,00	Sim
Bald.	482,66	11,6	0,4	2,58	17	67,25	Não

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 79 - Excentricidades limites direção y

Pavi.	Nd [kN]	λy	α_b	e1y [cm]	hy [cm]	$\lambda 1x$	Considerar momento de 2ª ordem?
4º	78,28	37,4	0,4	15,88	25	82,35	Não
3º	159,09	37,4	0,4	5,67	25	69,59	Não
2º	239,46	37,4	0,4	3,77	25	67,21	Não
1º	319,40	37,4	0,4	2,62	25	65,77	Não
Térreo	399,14	31,7	1,0	2,40	30	35,00	Não
Bald.	482,66	8,7	1,0	2,40	30	35,00	Não

Fonte: Elaborada pelo autor.

8.2.5 Momentos de 2ª ordem

O momento de segunda ordem é dado através do Método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

$$M_{2d} = N_d * \frac{l_e^2}{10} * \frac{0,005}{(\vartheta_d - 0,5) * h}$$

Onde

$$\vartheta_d = \frac{N_d}{b * h * f_{cd}} \geq 0,5$$

Como visto anteriormente somente no térreo o momento de segunda ordem deve ser considerado. Resultando em um momento de 7,55 kNm em x.

8.2.6 Situações de cálculo

Em pilares de canto os dois momentos em X e Y devem ser utilizados ao mesmo tempo para o dimensionamento, caracterizando assim uma flexão oblíqua. Os esforços centrais iniciais, $\alpha_b * Ma$, são mostrados na tabela a seguir.

Tabela 80 - $\alpha_b * Ma$

Pavi.	x			y		
	Ma [kNm]	α_b	$\alpha_b * Ma$ [kNm]	Ma [kNm]	α_b	$\alpha_b * Ma$ [kNm]
4º	9,79	0,4	3,92	12,43	0,4	4,97
3º	7,48	0,4	2,99	9,02	0,4	3,61
2º	7,70	0,4	3,08	9,02	0,4	3,61
1º	7,70	0,4	3,08	8,36	0,4	3,34
Térreo	7,59	1,0	7,59	7,59	1,0	7,59
Baldrame	12,43	0,4	4,97	10,45	1,0	10,45

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 81 - Situações de cálculo, momentos em kNm.

Pavi.	Eixo	Seção	1ª ordem (A)	Momento Mínimo (B)	Maior entre (A) e (B) (C)	2ª ordem (D)	Soma (C) + (D)	Maior entre topo, centro e base	Situação de cálculo
4º	X	Topo	9,79	1,57	9,79	0	9,79	9,79	Nd=78,3 kN Mxd=9,79 Myd=12,43
		Centro	3,92		3,92	0	3,92		
		Base	8,58		8,58	0	8,58		
	Y	Topo	12,43	1,76	12,43	0	12,43	12,43	
		Centro	4,97		4,97	0	4,97		
		Base	10,45		10,45	0	10,45		
3º	X	Topo	7,48	3,20	7,48	0	7,48	7,59	Nd=159,1 kN Mxd=7,59 Myd=9,13
		Centro	2,98		3,20	0	3,20		
		Base	7,59		7,59	0	7,59		
	Y	Topo	9,02	3,58	9,02	0	9,02	9,13	
		Centro	3,61		3,61	0	3,61		
		Base	9,13		9,13	0	9,13		
2º	X	Topo	7,70	4,81	7,70	0	7,70	7,70	Nd=239,5 kN Mxd=7,70 Myd=9,02
		Centro	3,08		4,81	0	4,81		
		Base	7,70		7,70	0	7,70		
	Y	Topo	9,02	5,39	9,02	0	9,02	9,02	
		Centro	3,61		5,39	0	5,39		
		Base	8,80		8,80	0	8,80		
1º	X	Topo	7,70	6,42	7,70	0	7,70	7,70	Nd=319,4 kN Mxd=7,70 Myd=8,36
		Centro	3,08		6,42	0	6,42		
		Base	7,70		7,70	0	7,70		
	Y	Topo	8,36	7,19	8,36	0	8,36	8,36	
		Centro	3,34		7,19	0	7,19		
		Base	8,14		8,14	0	8,14		
Térreo	X	Topo	7,59	8,02	8,02	0	8,00	15,77	Nd=399,1 kN Mxd=15,77 Myd=9,58
		Centro	7,59		8,02	7,75	15,77		
		Base	7,37		8,02	0	8,00		
	Y	Topo	7,59	9,58	9,58	0	9,58	9,58	
		Centro	7,59		9,58	0	9,58		
		Base	7,15		9,58	0	9,58		
Bald.	X	Topo	12,43	9,70	12,43	0	12,43	12,43	Nd=482,7 kN Mxd=12,43 Myd=11,58
		Centro	4,97		9,70	0	9,70		
		Base	0,00		9,70	0	9,70		
	Y	Topo	10,45	11,58	11,58	0	11,58	11,58	
		Centro	10,45		11,58	0	11,58		
		Base	0,00		11,58	0	11,58		

Fonte: Elaborada pelo autor.

8.2.7 Armadura Longitudinal

Para o cálculo da armadura longitudinal serão utilizados os ábacos desenvolvidos por Pinheiro (2009), onde se obtêm valores que são utilizados para o cálculo de armaduras simétricas.

Os ábacos são divididos por número de barras, 4, 6, 8 ou 20, e pelas relações:

$$\frac{d'}{h_x} \text{ e } \frac{d'}{h_y}$$

Onde d' é a distância de uma barra de canto até a borda do pilar. E os h são as alturas do pilar em relação a cada eixo.

Definido o número de barras e encontrando as duas relações é necessário calcular alguns dados de entrada para a utilização do ábaco. Primeiro será calculado o valor de ν , esse valor será usado juntamente com μ_x e μ_y para se encontrar uma armadura. Os dados de entrada são dados por:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c * f_{cd} * h}$$

Calculando o valor de d' supondo uma barra de 20,0 mm:

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi}{2} = 3 + 0,63 + \frac{2,0}{2} = 4,63 \text{ cm}$$

Os ábacos fornecem os valores de ω que são utilizados para o cálculo das armaduras através da seguinte equação:

$$A_s = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Os ábacos foram calculados para relações d'/h múltiplas de 5: 0,05; 0,10; 0,15; 0,20; 0,25. Logo valores intermediários necessitam de interpolação entre dois ou até mais ábacos.

Serão mostrados apenas os ábacos utilizados com os valores definitivos de ω , devido ao grande número de ω encontrados e utilizados no processo. A seguir serão mostrados os resultados obtidos para cada andar com sua respectiva situação crítica de cálculo.

Tabela 82 - Dados de entrada nos ábacos e ω encontrados

Pavi.	d'[cm]	hx [cm]	hy [cm]	d'/hx	d'/hy	Ábacos	Ac [cm ²]	Nd [kN]	ν	Mxd [kNm]	Mxd [kNm]	μ_x	μ_y	w
4º	4,26	17	25	0,25	0,17	7A e 10A	425	78,28	0,10	9,79	12,43	0,08	0,07	0,26
3º						7A e 10A		159,09	0,21	7,54	9,13	0,06	0,05	0,00
2º						7A e 10A		239,46	0,32	7,70	9,02	0,06	0,05	0,00
1º						7A e 10A		319,40	0,42	7,70	8,36	0,06	0,04	0,00
Tér.			30			10A	510	399,14	0,44	15,77	9,58	0,10	0,05	0,12
Bald.						10A		482,66	0,53	12,43	11,58	0,08	0,04	0,07

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com o maior dos valores de ω se chega a maior armadura necessária. Após isso se adotou uma armadura, com o número correspondente de barras do ábaco, que resultasse em uma armadura efetiva próxima da armadura calculada. Vale ressaltar que para pilares o diâmetro mínimo das barras deve ser de 10 mm e o diâmetro máximo é de $b/8$, onde b é a menor dimensão do pilar, logo

$$\frac{170}{8} = 21,25mm$$

Segue a tabela com as armaduras finais obtidas.

Tabela 83 - ω adotados e armaduras resultantes

Pavimento	Ac [cm ²]	fcd [MPa]	fyd [MPa]	maior w	Ast [cm ²]	As adotada	As ef [cm ²]
4º	425	17,86	434,78	0,26	4,54	4 Φ 12,5 mm	4,91
3º				0,00	1,70	4 Φ 10,0 mm	3,14
2º				0,00	1,70	4 Φ 10,0 mm	3,14
1º				0,00	1,70	4 Φ 10,0 mm	3,14
Térreo	510			0,12	2,51	4 Φ 10,0 mm	3,14
Baldrame				0,07	2,04	4 Φ 10,0 mm	3,14

Fonte: Elaborada pelo autor.

8.2.7.1 Detalhamento

8.2.7.1.1 Armadura Mínima

A armadura mínima é dada por:

$$A_{s,min} = 0,15 * \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

Resultando em:

Tabela 84 - Armaduras mínimas

Pavimento	f _{yd} [MPa]	N _d [kN]	A _c [cm ²]	A _{smin} [cm ²]	A _{s ef} [cm ²]
4º	434,78	78,28	425	1,70	4,91
3º		159,09		1,70	3,14
2º		239,46		1,70	3,14
1º		319,40		1,70	3,14
Térreo		399,14	510	2,04	3,14
Baldrame	482,66	2,04		3,14	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Logo todas as armaduras efetivas respeitam o valor mínimo.

8.2.7.1.2 Espaçamento máximo entre eixos

Deve ser inferior a 400 mm e 2b, onde b é a menor dimensão do pilar.

$$e_{Lmáx} \leq \begin{cases} 40cm \\ 2 * 17 = 34cm \end{cases}$$

O espaçamento efetivo máximo é obtido diminuindo da maior dimensão do pilar os cobrimentos e o diâmetro das armaduras. Sendo que essa distância é dividida pelo número de divisões geradas pelas barras centrais.

$$e_{ef} = \frac{h - 2 * c - 2 * \phi_t - 2 * \frac{\phi}{2}}{\text{divisões geradas}}$$

Sendo que esse número de barras é igual as barras de uma das faces, ou seja, metade das barras do pilar. Os valores de cobrimento, 3cm, ϕ_t que é de 0,63 cm e o h ,que é a maior dimensão do pilar, que é de 30 cm, são iguais para todos os pavimentos.

Para o quarto pavimento tipo se tem

$$e_{ef} = \frac{30 - 2 * 3 - 2 * 0,63 - 1,25}{2} = 10,75 \text{ cm}$$

Segue uma tabela com os valores obtidos:

Tabela 85 - Espaçamento efetivo, e_L

Pavimento	\emptyset [cm]	nº barras em uma das faces	Divisões geradas pelas barras	e_L [cm]
4º	1,25	2	1	16,74
3º	1,00	2	1	16,49
2º	1,00	2	1	15,74
1º	1,00	2	1	15,74
Térreo	1,00	2	1	20,74
Baldrame	1,00	2	1	20,74

Fonte: Elaborada pelo autor.

Todos os espaçamentos estão respeitando o valor limite de 34 cm.

8.2.7.1.3 Espaçamento mínimo entre faces

Segundo o item 18.4.2.2MBR 6118:2014:

“O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido do plano da seção transversal, fora das regiões de emendas, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vez a dimensão máxima do agregado graúdo.”

Ou seja

$$s_L \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \emptyset \\ 1,2 d_{\text{máx}} = 1,2 * 19 = 22,8 \text{ mm (brita 1)} \end{cases}$$

Logo como a maior armadura é 20 mm, o espaçamento mínimo para todos os pavimentos é dado por

$$s_L \geq 2,28 \text{ cm}$$

Sendo o espaçamento vertical dado por

$$s_L = e_L - 2 \frac{\emptyset}{2}$$

E o horizontal dado por

$$s_L = b - 2 * c - 2 * \emptyset_t - 2 \frac{\emptyset}{2}$$

Sendo $b = 17$ cm, $c = 3$ cm e $\emptyset_t = 6,3$ mm para todos os pilares, se chegou a tabela a seguir.

Tabela 86 – Espaçamentos

Pavimento	\emptyset [mm]	s_L vert. [cm]	s_L hor. [cm]
4º	12,5	15,49	8,49
3º	10,0	15,49	8,74
2º	10,0	14,74	8,74
1º	10,0	14,74	8,74
Térreo	10,0	19,74	8,74
Baldrame	10,0	19,74	8,74

Fonte: Elaborada pelo autor.

Logo tanto verticalmente quanto horizontalmente P1 está respeitando o valor mínimo em todos os pavimentos.

8.2.7.1.4 Taxa de armadura limites

A taxa de armadura é dada pela relação área de aço pela área de concreto, que possui valores que devem ser respeitados, esses valores são mostrados a seguir.

$$0,4\% \leq \rho_l = \frac{A_s}{A_c} \leq 8\%$$

Esse valor máximo também se aplica para as regiões de emenda. Caso esse critério não seja atendido apenas nas regiões das emendas, um trasparse em duas seções pode ser efetuado. As taxas obtidas são mostradas na tabela a seguir.

Tabela 87 - Taxa de armadura

Pavimento	Ac [cm ²]	Asef [cm ²]	ρ_l (%)
4º	425	4,91	1,16
3º		3,14	0,74
2º		3,14	0,74
1º		3,14	0,74
Térreo	510	3,14	0,62
Baldrame		3,14	0,62

Fonte: Elaborada pelo autor.

Logo todos os valores respeitam os valores limites.

8.2.7.1.5 Comprimento de traspasse

Na emenda de barras certos comprimentos devem ser respeitados para uma transmissão de esforços adequada. Para emendas por traspasse, conforme dado no item 9.5.2.3 da NBR 6118:2014, o comprimento que deve ser respeitado é dado por

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,min} \geq \begin{cases} 0.6l_b \\ 15\phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Onde

$$l_{b,nec} = \alpha_{0t} l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Sendo

$$\alpha_{0t} = 1$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0.3l_b \\ 10\phi_L \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad l_b = \frac{\phi_L f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd,inf}$$

$$\eta_1 = \begin{cases} 1,0 \text{ para barras lisas (CA25)} \\ 1.4 \text{ para barras entalhadas (CA60)} \\ 2.25 \text{ para barras de alta aderência (CA50)} \end{cases}$$

$$\eta_2 = \begin{cases} 1,0 \text{ boa aderência} \\ 0.7 \text{ má aderência} \end{cases}$$

$$\eta_3 = \begin{cases} 1,0 \text{ para } \phi_L < 32 \text{ mm} \\ \frac{132 - \phi_L}{100} \text{ para } \phi_L > 32 \text{ mm} \end{cases}$$

A norma orienta que quando as barras possuem diâmetros diferentes, o comprimento de traspasse deve ser calculado pela barra de maior diâmetro.

Com

$$f_{bd} = 2.25 * 1 * 1 * 0.7 * 0.3 * \frac{\sqrt[3]{25^2}}{1.4} = 2.885 \text{ MPa}$$

E sendo $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$, se chegou a tabela mostrada a seguir, com os resultados obtidos para o comprimento de traspasse.

Tabela 88 - Comprimentos de traspasse

Ligação	lb				$l_{b,nec}$				loc,min [cm]	loc [cm]
	Maior Φ [mm]	f_{yd} [MPa]	f_{bd} [MPa]	lb [cm]	Ast [cm ²]	As ef [cm ²]	α_{ot}	lb _{nec} [cm]		
3º-4º	12,5	434,78	2,89	47,10	4,54	4,91	1,0	43,51	28,26	43,51
2º-3º	10,0			37,68	1,70	3,14	1,0	20,40	22,61	22,61
1º-2º	10,0			37,68	1,70	3,14	1,0	20,40	22,61	22,61
Térreo-1º	10,0			37,68	2,51	3,14	1,0	30,14	22,61	30,14
Bald.-Tér.	10,0			37,68	2,04	3,14	1,0	24,48	22,61	24,48

Fonte: Elaborada pelo autor.

8.2.8 Armadura Transversal

A armadura transversal escolhida foi a mínima permitida pelo aço que foi escolhido para a obra, o CA50, onde o seu diâmetro é de 6,3 mm. Já seu espaçamento é dado por:

$$s_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão do pilar} = 17 \text{ cm} \\ 12 * \emptyset \end{cases}$$

Os espaçamentos obtidos são mostrados na tabela a seguir.

Tabela 89 - Espaçamentos

Pavimento	\emptyset [mm]	st [cm]
4º	12,5	15
3º	10,0	12
2º	10,0	12
1º	10,0	12
Térreo	10,0	17
Baldrame	10,0	12

Fonte: Elaborada pelo autor.

8.2.8.1 Estribos suplementares

Como em todos os pavimentos só há armaduras com 4 barras, essa verificação não é necessária.

8.2.9 Verificação por envoltória

Para verificar se as situações de cálculo escolhidas foram suficientes para proporcionar a segurança necessária, a NBR 6118:2014 estipula uma verificação por envoltória.

O item 11.3.3.4.3 da norma estabelece que o dimensionamento adotado deve resistir à envoltória dos momentos mínimos de 1ª ordem. Essa envoltória é dada pela seguinte equação:

$$\left(\frac{M_{1d,min,x}}{M_{1d,min,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{1d,min,y}}{M_{1d,min,yy}}\right)^2 = 1$$

Para o pilar P1, no nível térreo, tem-se que $M_{1d,min,xx} = 8.02$ kNm e $M_{1d,min,yy} = 9.58$ kNm, conforme calculado no item 6.3.2.

Já o item 15.3.2 da norma determina que o dimensionamento adotado também deve resistir à envoltória dos momentos mínimos de 2ª ordem, dados pela equação abaixo.

$$\left(\frac{M_{d,tot,min,x}}{M_{d,tot,min,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{d,tot,min,y}}{M_{d,tot,min,yy}}\right)^2 = 1$$

Para o pilar P1, no nível térreo, tem-se que $M_{d,tot,min,xx} = 15.77$ kNm e $M_{d,tot,min,yy} = 9.58$ kNm, onde estes valores são obtidos pela soma do momento mínimo de 1ª ordem com o momento de 2ª ordem.

Além disso, o item 15.8.3.3.5 solicita que o dimensionamento adotado resista aos esforços nas extremidades (topo e base) e na seção intermediária.

Para o P1, nível térreo, tem-se:

Topo: $M_x = 6.9$, $M_y = 6.7$

Intermediária: $M_x = 6.9$ (1ª ordem) + 7.75 (2ª ordem) = 14.65 , $M_y = 6.7$

Base: $M_x = 6.9$, $M_y = 6.7$

Deste modo, o dimensionamento adotado deve possuir uma envoltória resistente que engloba as duas envoltórias e os três pontos referentes à seção do topo, base e intermediária.

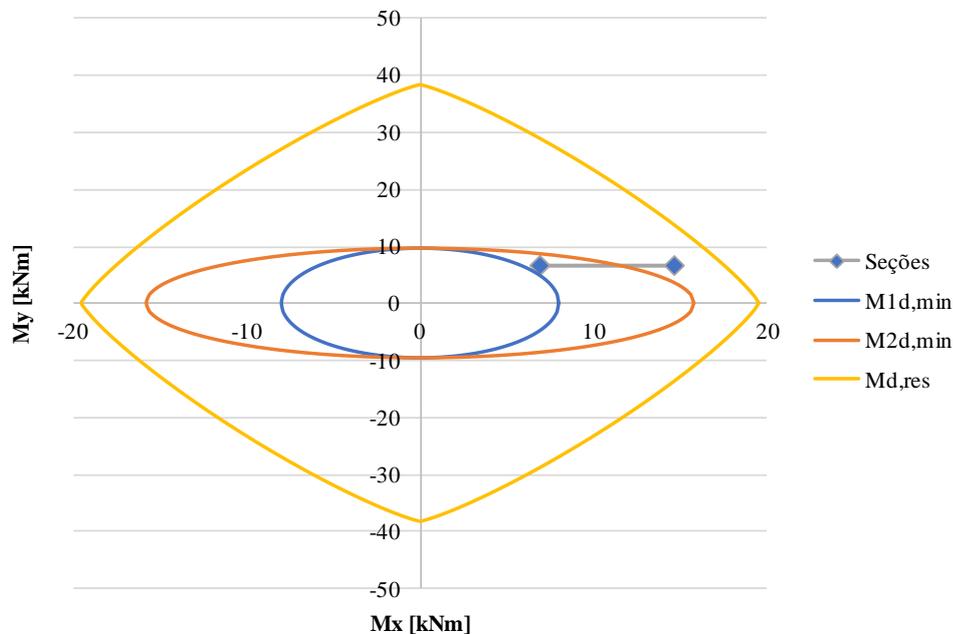
Para calcular a envoltória que o dimensionamento resiste o item 17.2.5 permite utilizar o momento fletor resistente de duas flexões compostas retas, conforme a equação a seguir.

$$\left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}}\right)^{1,2} + \left(\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}}\right)^{1,2} = 1$$

Onde os valores de $M_{Rd,xx}$ e $M_{Rd,yy}$ são obtidos pelo uso inverso dos ábacos, partindo da armadura e se chegando a w . Considerando que o dimensionamento do P1 no nível térreo resultou em 8 barras de 20,0mm, tem-se uma área de aço efetiva de 25.13 cm². Utilizando a fórmula do w , obtém-se que $w = 0.15$. Utilizando o ábaco 10A, obtém-se que $u_x=0.126$ quando $u_y=0$, resultando em $M_{Rd,xx} = 19.51$ kNm. Já quando $u_x=0$, obtém-se um $u_y=0.14$, resultando em $M_{Rd,yy}=38.25$ kNm.

Plotando as 3 envoltórias e os 3 pontos de solicitações no topo, intermediário e base, obtém-se a figura abaixo:

Figura 90 – Envoltória P1



Fonte: Elaborada pelo autor.

Nota-se que a envoltória resistente engloba as envoltórias mínimas de primeira e segunda ordem, assim como as solicitações da seção do topo, base e intermediário, garantindo o correto dimensionamento.

9 CONCLUSÃO

Na concepção desse trabalho se confirmou aquilo que se era esperado, a abordagem de cálculo manual permite a observação bem de perto dos processos necessários para um dimensionamento, entretanto o tempo gasto para isso é elevado. Comparado a utilização de softwares computacionais de cálculo estrutural, por exemplo. Porém esse método gera resultados confiáveis, por se basear em normas testadas e consagradas, assim como os softwares.

Um dos principais objetivos desse trabalho era o aperfeiçoamento dos assuntos estudados nas disciplinas de concreto armado e conforme planejado esse objetivo foi alcançado. Os conhecimentos adquiridos nas disciplinas de concreto armado foram aplicados em um projeto parcialmente completo, podendo se experimentar o processo de concepção de um projeto estrutural, os problemas que podem ser encontrados e erros que podem ser cometidos.

O trabalho possibilitou não só aplicar o que foi abordado nas disciplinas, mas também permitiu explorar assuntos que só foram mencionados nas aulas, pela sua maior complexidade. Alguns temas que são abordados rapidamente, devido a falta de tempo nas disciplinas, puderam ser contemplados.

Também foi possível expandir a visão do autor em relação a possíveis erros que podem ser cometidos durante o processo de dimensionamento. Erros esses graves ou não puderam ser corrigidos e compreendidos, para que não venham a se repetir. O cálculo estrutural é de extrema importância por estar diretamente ligado a vida, erros grosseiros podem gerar falhas catastróficas, podendo gerar assim a perda de vidas humanas. Ou em casos menos graves, gerando patologias ou até mesmo a condenação de uma estrutura, causando prejuízo para os responsáveis pela obra.

10 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. NBR 8681:2003.** Rio de Janeiro, RJ, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. NBR 6120:1980.** São Paulo, SP, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projetos de estruturas de concreto - Procedimento, NBR 6118:2014,** Rio de Janeiro, RJ, 2014.

BARES, R. **Tablas para El cálculo de placas y vigas paredes.** Barcelona: Editorial Gustavo Gili S/A, 1972.

COELHO, J. D. **Estruturas de concreto armado III.** Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis, SC, 2017.

GIONGO, J. S. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios.** Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, 2007.

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. **Publicações Especiais: IBRACON. Comentários Técnicos E Exemplos De Aplicação Da Nb-1.** 2006.

LORIGGIO, D. D. **Estruturas de Concreto Armado I.** Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis, SC, 2016.

MEIRA, G.R. **Agressividade por cloretos em zona de atmosfera marinha frente ao problema da corrosão em estruturas de concreto.** Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.

MORE: Mecanismo online para referências, versão 2.0. Florianópolis: UFSC Rexlab, 2013. Disponível em: < <http://www.more.ufsc.br/> > . Acesso em: 31 maio 2018.

PADARATZ, I. J. & PINTO, R. C. A. **Estruturas de concreto armado II.** Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis, SC, 2016.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA. Biblioteca Universitária. **Trabalho acadêmico: guia fácil para diagramação:** formato A5. Florianópolis, 2009. Disponível em: <<http://www.bu.ufsc.br/design/GuiaRapido2012.pdf>>. Acesso em: 11 abr. 2018.