

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DE MINAS GERAIS
Programa de Pós Graduação em Estruturas

Lara Lima

**ANÁLISE E CÁLCULO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO
ARMADO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

Belo Horizonte
2018

Lara Lima

**ANÁLISE E CÁLCULO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO
ARMADO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

Trabalho de conclusão de curso apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas da Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, como requisito parcial para obtenção do título de Especialista em Estruturas.

Orientador: Prof. Me. Renato Martins Grossi

Área de concentração: Cálculo Estrutural

Belo Horizonte

2018

Lara Lima

**ANÁLISE E CÁLCULO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO
ARMADO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

Trabalho de conclusão de curso apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas da Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, como requisito parcial para obtenção do título de Especialista em Estruturas.

Área de concentração: Cálculo Estrutural

Prof. Me. Renato Martins Grossi (Orientador)

Belo Horizonte, 30 de outubro de 2018

RESUMO

A associação entre programas computacionais e engenharia civil tem se mostrado promissora nos últimos tempos. De fato, os softwares desenvolvidos facilitam a precisão de resultados quando se trata de cálculo estrutural e simulações de aplicações práticas de conceitos já estudados. Com o objetivo de colocar em prática as matérias estudadas na especialização em estruturas ofertada pela Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, surgiu à ideia de realizar um cálculo de um edifício residencial, no qual foi embasado em Normas Brasileiras Regulamentadoras, e em sua maioria foi realizado sem a ajuda de programas de cálculo estruturais. Como resultado da realização deste projeto, foi apresentado esse trabalho como forma de memorial descritivo e de memorial de cálculo e as plantas de detalhamento dos elementos estruturais.

Palavras-Chave: Cálculo. Estrutura. Elementos

ABSTRACT

The association between computer programs and civil engineering has been promising in recent times. In fact, the software developed facilitates the accuracy of results when it comes to structural calculation and simulations of practical applications of concepts already studied. With the purpose of putting into practice the subjects studied in the specialization in structures offered by the Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, the idea arose to perform a calculation of a residential building, which was based on Brazilian Regulatory Standards, and was mostly carried out without the help of structural calculation programs. As a result of the realization of this project, this work was presented as a descriptive memorial and calculation memorial and the detailing plans of the structural elements.

Keywords: Calculus. Structure. Elements.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
2 PROPOSTA DE TRABALHO	13
3 DIMENSIONAMENTO LAJES	19
3.1 Dados para o Dimensionamento da Laje	19
3.2 Estimativa da Espessura da Laje.....	19
3.3 Passos.....	20
3.3.1 <i>Primeiro Passo: Determinação dos Carregamentos</i>	<i>20</i>
3.3.2 <i>Segundo Passo: Verificação das Flechas.....</i>	<i>20</i>
3.3.3 <i>Terceiro Passo: Determinação dos Esforços Solicitantes.....</i>	<i>22</i>
3.3.4 <i>Quarto Passo: Compensação dos Momentos Fletores.....</i>	<i>31</i>
3.3.5 <i>Quinto Passo: Determinação das Armações.....</i>	<i>34</i>
4 DIMENSIONAMENTO ESCADA	45
4.1 Dados para o Dimensionamento da Escada	47
4.2 Dimensionamento da Escada.....	47
4.3 Determinação do Carregamento	48
4.4 Viga 2.....	48
4.5 Viga 1.....	54
5 CARREGAMENTO VIGAS E CINTAS	59
5.1 Pavimento Tipo.....	59
5.2 Cobertura	62
5.3 Cintas	65
6 DIMENSIONAMENTO VIGA V101	71
6.1 Dimensionamento e Verificação	71
6.1.1 <i>Deformação.....</i>	<i>75</i>
6.1.2 <i>Flexão</i>	<i>76</i>
6.1.3 <i>Fissuração.....</i>	<i>77</i>

6.1.4 Cisalhamento.....	78
7 DIMENSIONAMENTO VIGAS PROVIGA	81
8 DIMENSIONAMENTO PILARES	95
8.1 Pilar P8.....	96
8.1.1 Fundação.....	98
8.1.2 Pavimento 1.....	103
8.1.3 Pavimento 2.....	104
8.1.3 Cobertura.....	106
8.2 Pilar P5.....	110
8.2.1 Fundação.....	113
8.2.2 Pavimento 1.....	114
8.2.3 Pavimento 2.....	116
8.2.4 Cobertura.....	118
8.3 Pilar P6.....	121
8.3.1 Fundação.....	123
8.3.2 Pavimento 1.....	124
8.3.3 Pavimento 2.....	126
8.3.4 Cobertura.....	127
9 DIMENSIONAMENTO FUNDAÇÃO.....	131
9.1 Dados	131
9.2 Dimensionamento.....	131
10 CONCLUSÃO.....	141
REFERÊNCIAS	143

1 INTRODUÇÃO

Apresenta-se neste trabalho o cálculo de uma edificação residencial em concreto armado, a mesma possui quatro pavimentos e se localiza em perímetro urbano.

A associação entre programas computacionais e engenharia civil tem se mostrado promissora nos últimos tempos. De fato, os softwares desenvolvidos facilitam a precisão de resultados quando se trata de cálculo estrutural e simulações de aplicações práticas de conceitos já estudados.

Todavia, percebe-se que os estudantes e profissionais da área não estão familiarizados com os processos de cálculo e resoluções existentes por trás dos softwares, embora o cálculo estrutural de concreto armado seja uma disciplina básica no curso de engenharia civil.

O presente trabalho tem por objetivo abordar o cálculo de elementos estruturais em concreto armado em um edifício residencial. O processo de cálculo dos elementos será manual, com o intuito de colocar em práticas as matérias instruídas na Pós Graduação em Estruturas ofertada pela Puc Minas. Para isso, são aplicados os as notas de aula do Professor Renato Grossi bem como consulta em normas técnicas, assim como a utilização de programas como o Ftool, para auxiliar na obtenção dos diagramas de esforços, agilizando o processo de cálculo e o programa Pro Viga, que será utilizado para o cálculo das vigas e cintas presente no edifício.

2 PROPOSTA DE TRABALHO

Foi solicitado que o trabalho tivesse as seguintes características:

$$fck = 25MPa$$

Carregamento das Lajes de Cobertura:

- *Sobrecarga* = $0,50 \text{ kN/m}^2$
- *Telhado* = $0,80 \text{ kN/m}^2$
- *Revestimento* = $0,70 \text{ kN/m}^2$

Carregamento das Lajes do Pavimento Tipo:

- *Sobrecarga* = $3,00 \text{ kN/m}^2$
- *Revestimento* = $1,00 \text{ kN/m}^2$

Carregamento da Escada:

- *Sobrecarga* = $2,50 \text{ kN/m}^2$
- *Revestimento* = $1,00 \text{ kN/m}^2$

$$Pé direito = 3,06 \text{ m}$$

Todas as dimensões das lajes, vigas e pilares estão indicadas nas formas.

Alvenarias:

- Cobertura: Considerar alvenaria de tijolos furados somente sobre as vigas externas com a altura indicada no corte estrutural.
- Pavimento tipo: Considerar alvenaria de tijolos furados sobre todas as vigas.
- Pavimento da fundação: Considerar alvenaria de tijolos furados sobre as seguintes cintas: C1, C3, C6c, C8, C9 e C10c.

Carregamento adicional na cinta C2:

- No trecho em contato com o início da escada, considerar somente a reação de apoio da escada.
- No trecho que não está em contato com a escada, considerar uma carga adicional de $1,00 \text{ kN/m}$.
- Nas demais cintas não citadas, considerar uma carga adicional de $2,00 \text{ kN/m}$.

Dimensionar toda a estrutura em anexo:

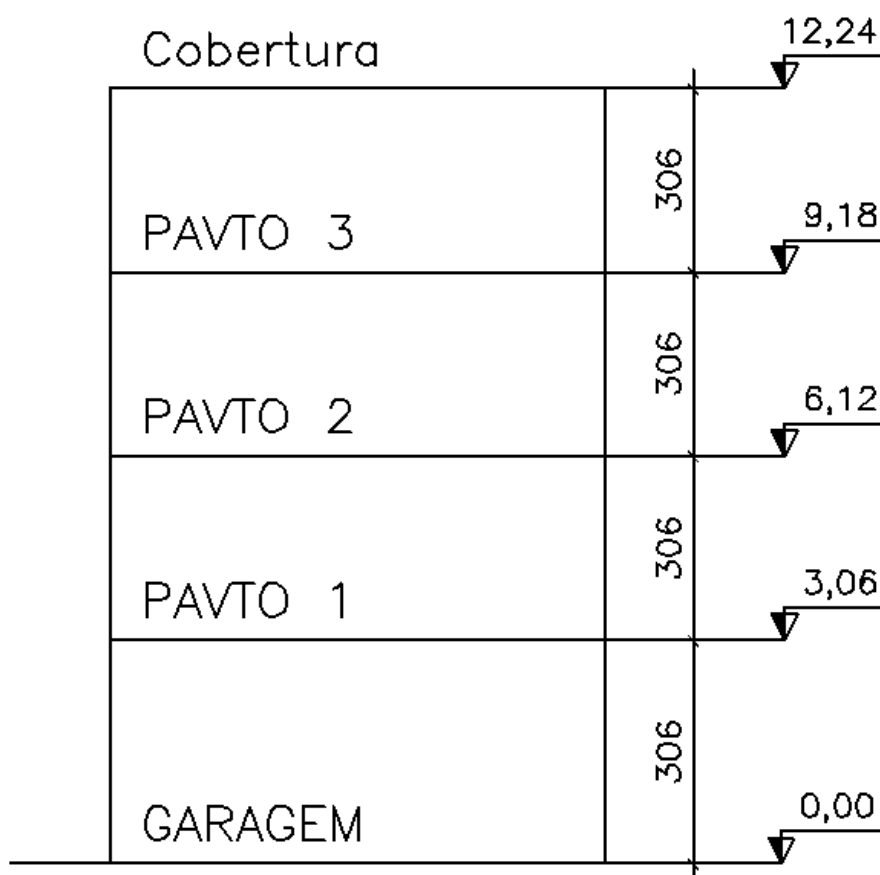
- Todas as lajes (igual à apostila) - Somente o valor de K e as que têm que ser explicitado;
- Dimensionar e detalhar a escada do projeto;
- Fazer o carregamento de todas as vigas e cintas;

- Dimensionar e detalhar a viga V101 (manualmente);
- Dimensionar e detalhar todas as vigas (Proviga);
- Dimensionar e detalhar os pilares P5, P6 e P8;
- Fundação com tubulões com taxa de solo igual a 2,0 kgf/cm².

Observações (as dimensões dos elementos podem ser modificadas se necessário).

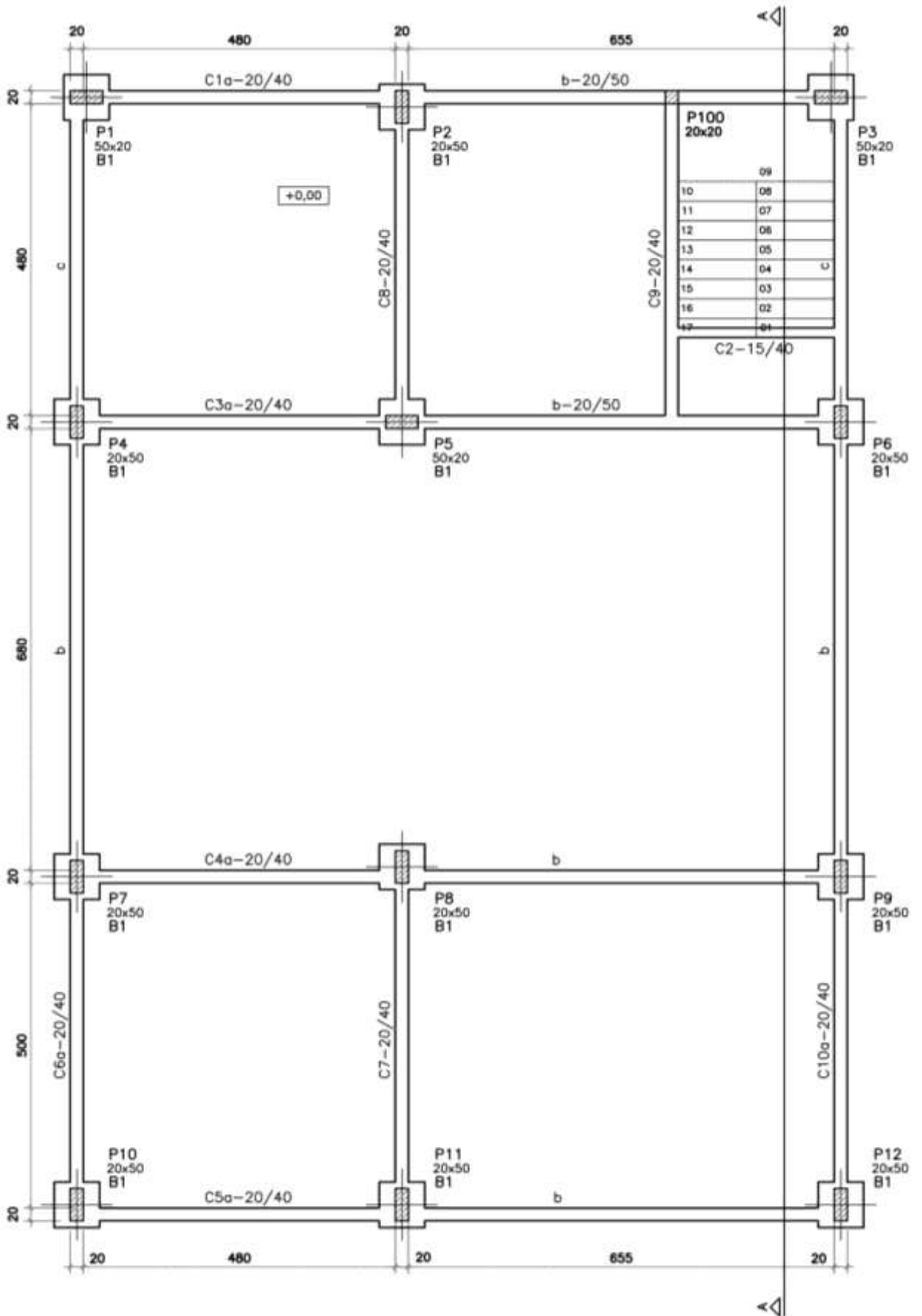
O projeto encaminhado é o demonstrado abaixo

Figura 1 - Esquema da Edificação



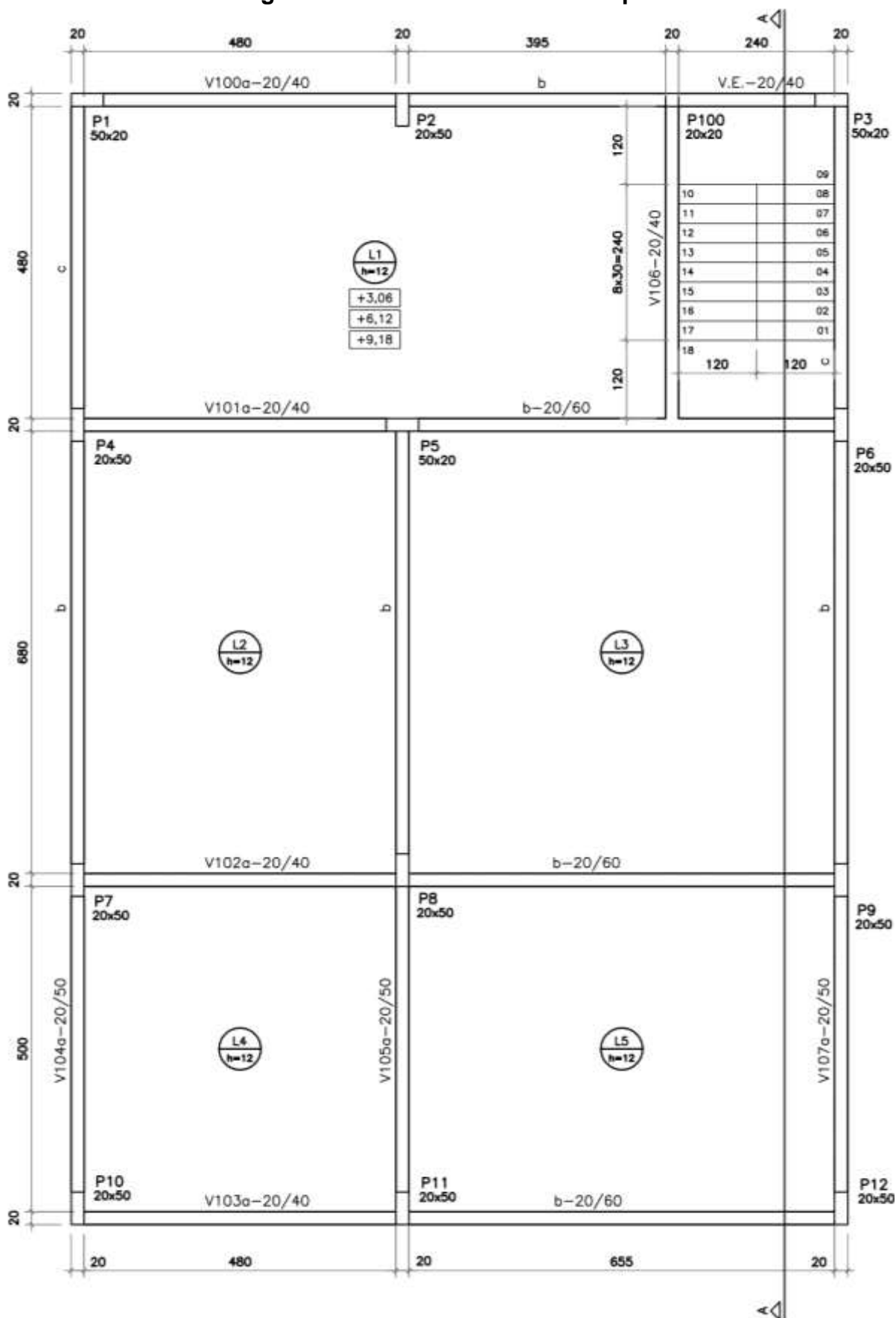
Fonte: Elaborado pelo Orientador

Figura 2 – Forma da Fundação



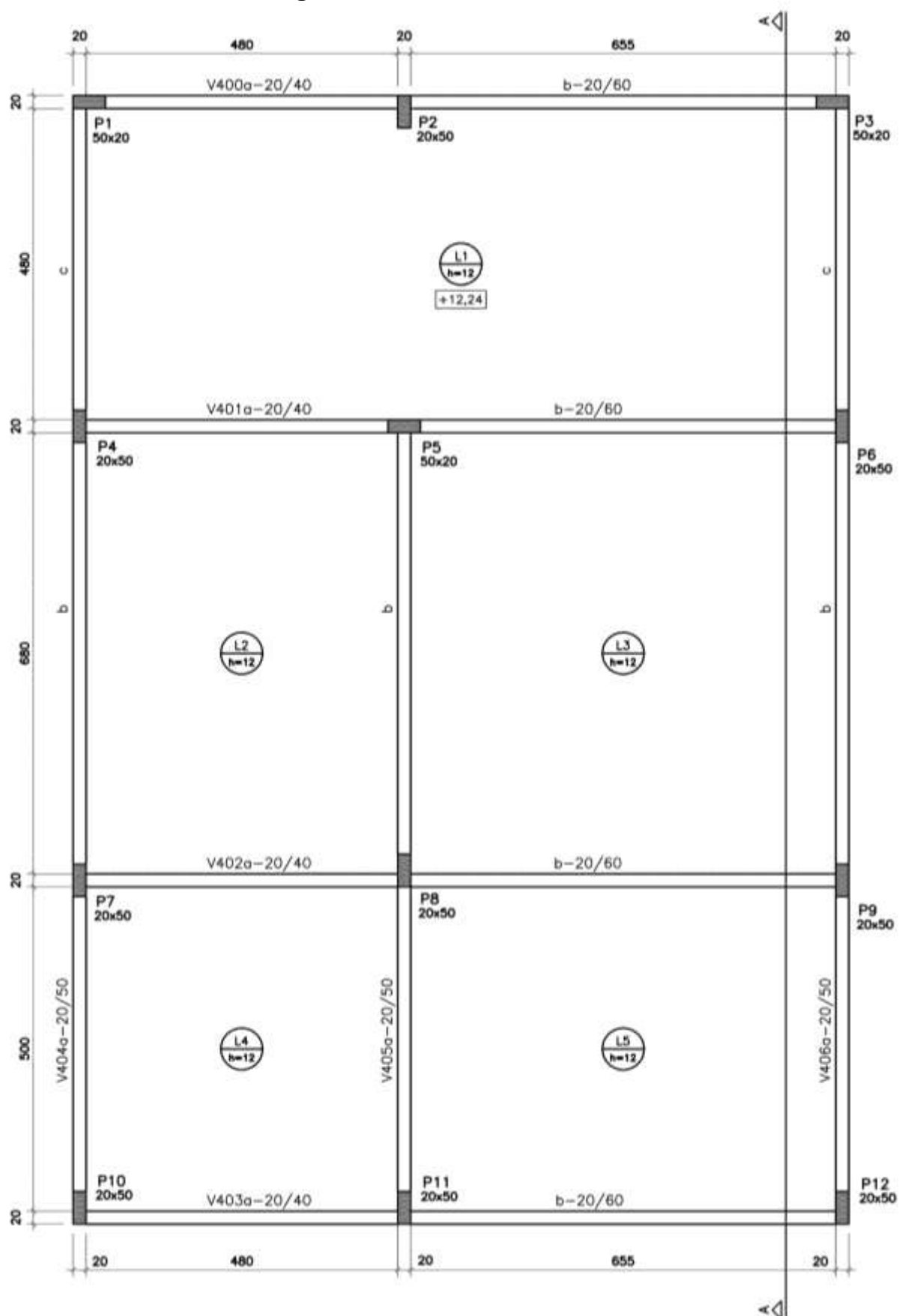
Fonte: Elaborado pelo Orientador

Figura 3 – Forma do Pavimento Tipo



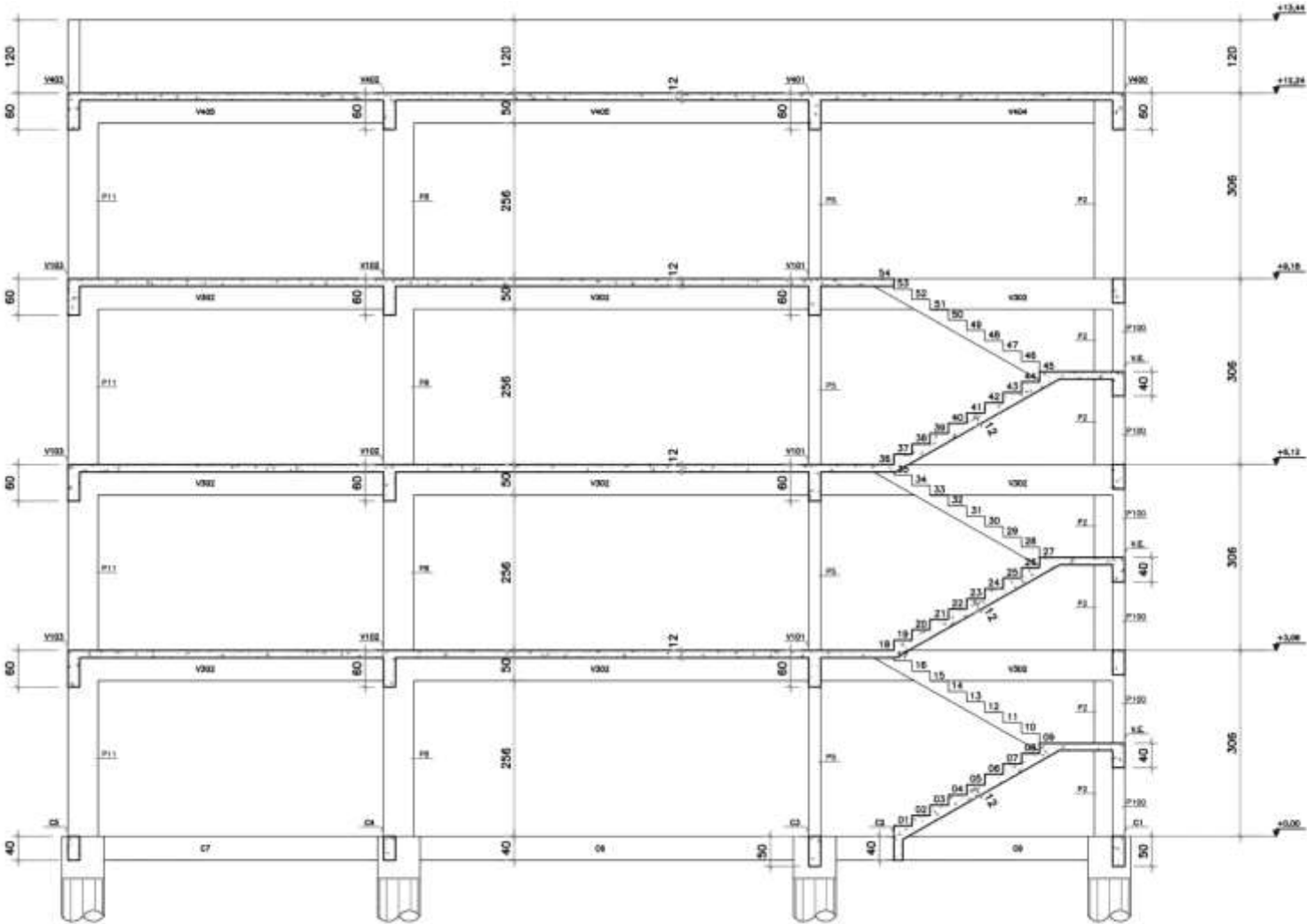
Fonte: Elaborado pelo Orientador

Figura 4 – Forma da Cobertura



Fonte: Elaborado pelo Orientador

Figura 5 – Corte AA



Fonte: Elaborado pelo Orientador

3 DIMENSIONAMENTO LAJES

3.1 Dados para o Dimensionamento da Laje

São determinados os seguintes valores:

$$\text{Concreto } f_{ck} = 25\text{MPa}$$

$$\text{Aço} = \text{CA50/60}$$

$$h = 0,12\text{m}$$

- Pavimento Tipo:

$$SC = 3,00 \text{ KN/m}^2$$

$$REV = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

- Cobertura:

$$SC = 0,50 \text{ KN/m}^2$$

$$REV = 0,70 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{TELHADO} = 0,80 \text{ KN/m}^2$$

3.2 Estimativa da Espessura da Laje

Uma das formulas para estipular a espessura da laje é dada a seguir:

$$h = (2,50 - 0,10n) \times l$$

Onde:

h é a espessura da laje (cm);

n é o número de engaste da laje;

$l \leq \begin{cases} a \\ 0,7b \end{cases}$ é o menor resultado, a menor lado da laje (m) e b maior lado da laje (m).

A laje mais solicitada é a L1, sendo:

$$l \leq \begin{cases} 5,00 \\ 0,70 \times 9,15 = 6,41 \end{cases}$$

$$h = (2,50 - 0,10 \times 1,00) \times 5,00$$

$$h = 12,00\text{cm}$$

3.3 Passos

3.3.1 Primeiro Passo: Determinação dos Carregamentos

Para a determinação do carregamento, precisamos da altura da laje (h), para tanto estipulamos como o valor de $h = 0,12m$, no qual:

$$pp = h\gamma_c$$

Onde:

pp é o peso próprio da laje (kN/m^2);

h é a espessura da laje (m);

γ_c é o peso específico do concreto armado ($25 kN/m^3$).

$$pp = 0,12 \times 25 = 3,00 kN/m^2$$

- Pavimento tipo:

$$g = pp + REV = 3,00 + 1,00 = 4,00 kN/m^2$$

$$q = SC = 3,00 kN/m^2$$

$$p = g + q = 4,00 + 3,00 = 7,00 kN/m^2$$

- Cobertura:

$$g = pp + REV + TELHADO = 3,00 + 0,70 + 0,80 = 4,50 kN/m^2$$

$$q = SC = 0,50 kN/m^2$$

$$p = g + q = 4,50 + 0,50 = 5,00 kN/m^2$$

3.3.2 Segundo Passo: Verificação das Flechas

Para realizar o cálculo da verificação das flechas, é necessário calcular primeiro o módulo de elasticidade secante do concreto:

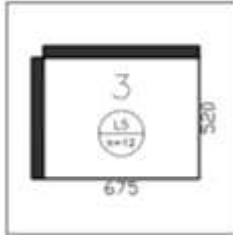
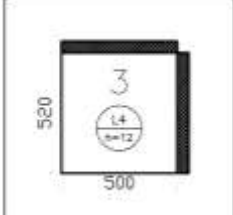
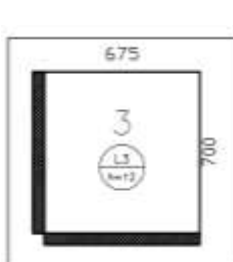
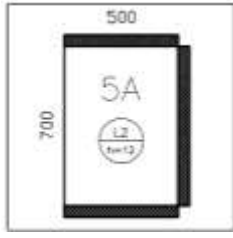
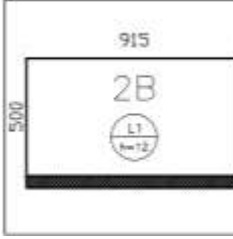
$$E_{cs} = 5600\alpha_1\sqrt{f_{ck}} = 5600 \times 0,86 \times \sqrt{25} = 2408 kN/cm^2$$

Posteriormente teremos o cálculo da flecha imediata

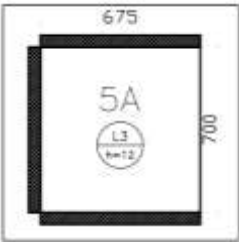

$f_i = n^{\circ} \text{tabelado} \cdot \frac{p_i \cdot a^4}{E_{cs} \cdot h^3} \cdot 100$, sendo o n° tabelado extraído de BARES (1972), e adaptado por L.M.PINHEIRO e P.R. WOLSFENSBERGER, encontrando-se $p_i = g + \psi_2 \cdot q$ e $\psi_2 = 0,30$ para edifícios residenciais

A flecha total é dada pela seguinte equação: $f_{total} = 2,46xf_i$ e a flecha admissível pela equação: $f_{adm} = \frac{a}{300}$

Verificação flecha para o Pavimento Tipo:

LAJE L5		$\frac{b}{a} = \frac{675}{520} = 1,30 < 2,00 \text{ armada duas direções}$ $f_i = 3,80x \frac{(4,00 + 0,30x3)x5,20^4}{2408x12^3} x100 = 0,33cm$ $f_{total} = 2,46xf_i = 2,46x0,33 = 0,80cm$ $f_{adm} = \frac{a}{300} = \frac{520}{300} = 1,73cm \quad f_{total} < f_{adm} \rightarrow OK!$
LAJE L4		$\frac{b}{a} = \frac{520}{500} = 1,05 < 2,00 \text{ armada duas direções}$ $f_i = 2,72x \frac{(4,00 + 0,30x3)x5,00^4}{2408x12^3} x100 = 0,20cm$ $f_{total} = 2,46xf_i = 2,46x0,20 = 0,49cm$ $f_{adm} = \frac{a}{300} = \frac{500}{300} = 1,67cm \quad f_{total} < f_{adm} \rightarrow OK!$
LAJE L3		$\frac{b}{a} = \frac{700}{675} = 1,05 < 2,00 \text{ armada duas direções}$ <p>L3 engasta L1? $eng. = \frac{415}{675} = 0,61 \leq 2/3 \rightarrow \text{não engasta}$</p> $f_i = 2,72x \frac{(4,00 + 0,30x3)x6,75^4}{2408x12^3} x100 = 0,66cm$ $f_{total} = 2,46xf_i = 2,46x0,66 = 1,64cm$ $f_{adm} = \frac{a}{300} = \frac{675}{300} = 2,25cm \quad f_{total} < f_{adm} \rightarrow OK!$
LAJE L2		$\frac{b}{a} = \frac{700}{500} = 1,40 < 2,00 \text{ armada duas direções}$ $f_i = 3,62x \frac{(4,00 + 0,30x3)x5,00^4}{2408x12^3} x100 = 0,27cm$ $f_{total} = 2,46xf_i = 2,46x0,27 = 0,66cm$ $f_{adm} = \frac{a}{300} = \frac{500}{300} = 1,67cm \quad f_{total} < f_{adm} \rightarrow OK!$
LAJE L1		$\frac{b}{a} = \frac{915}{500} = 1,85 < 2,00 \text{ armada duas direções}$ $f_i = 5,53x \frac{(4,00 + 0,30x3)x5,00^4}{2408x12^3} x100 = 0,41cm$ $f_{total} = 2,46xf_i = 2,46x0,41 = 1,00cm$ $f_{adm} = \frac{a}{300} = \frac{500}{300} = 1,67cm \quad f_{total} < f_{adm} \rightarrow OK!$

Verificação flecha para a Cobertura:

LAJE L3		$\frac{b}{a} = \frac{700}{675} = 1,05 < 2,00 \text{ armada duas direções}$ $f_i = 2,08x \frac{(4,00 + 0,30x3)x6,75^4}{2408x12^3} x100 = 0,51cm$ $f_{total} = 2,46xf_i = 2,46x0,51 = 1,25cm$ $f_{adm} = \frac{a}{300} = \frac{675}{300} = 2,25cm \quad f_{total} < f_{adm} \rightarrow OK!$
LAJE L1		$\frac{b}{a} = \frac{1175}{500} = 2,35 > 2,00 \text{ armada uma direção}$ $f_i = 6,50x \frac{(4,00 + 0,30x3)x5,00^4}{2408x12^3} x100 = 0,48cm$ $f_{total} = 2,46xf_i = 2,46x0,48 = 1,18cm$ $f_{adm} = \frac{a}{300} = \frac{500}{300} = 1,67cm \quad f_{total} < f_{adm} \rightarrow OK!$

Todas as outras lajes da cobertura atuam da mesma forma que no pavimento tipo. Com a análise desses valores podemos notar que todas as lajes passaram no critério flechas com espessura de 12,00 cm.

3.3.3 Terceiro Passo: Determinação dos Esforços Solicitantes

Para determinar os Esforços Solicitantes precisamos das Reações e dos Momentos, onde temos:

$$r = \frac{p \times a}{10} \rightarrow \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$m = \frac{p \times a^2}{100} \rightarrow \left[\frac{kN \cdot m}{m} \right]$$

Pavimento Tipo

- Laje L1:

$$r = \frac{7,00 \times 5,00}{10} = 3,50$$

$$m = \frac{7,00 \times 5,00^2}{100} = 1,75$$

Ma=	5,81	x	1,75	=	10,17
Xa=	11,94	x	1,75	=	20,90
Mb=	1,64	x	1,75	=	2,87
qaA	3,47	x	3,50	=	12,15
qaE	5,09	x	3,50	=	17,82
qb	1,83	x	3,50	=	6,41

- Laje L2:

$$r = \frac{7,00 \times 5,00}{10} = 3,50$$

$$m = \frac{7,00 \times 5,00^2}{100} = 1,75$$

Ma=	3,86	x	1,75	=	6,76
Xa=	8,88	x	1,75	=	15,54
Mb=	2,53	x	1,75	=	4,43
Xb=	7,74	x	1,75	=	13,55
qaA	2,37	x	3,50	=	8,30
qaE	3,47	x	3,50	=	12,15
qb	3,17	x	3,50	=	11,10

- Laje L3:

$$r = \frac{7,00 \times 6,75}{10} = 4,73$$

$$m = \frac{7,00 \times 6,75^2}{100} = 3,19$$

Ma=	2,94	x	3,19	=	9,38
Xa=	7,43	x	3,19	=	23,70
Mb=	2,68	x	3,19	=	8,55
Xb=	7,18	x	3,19	=	22,90
qaA	2,27	x	4,73	=	10,74
qaE	3,32	x	4,73	=	15,70
qbA	2,17	x	4,73	=	10,26
qbE	3,17	x	4,73	=	14,99

- Laje L4:

$$r = \frac{7,00 \times 5,00}{10} = 3,50$$

$$m = \frac{7,00 \times 5,00^2}{100} = 1,75$$

Ma=	2,94	x	1,75	=	5,15
Xa=	7,43	x	1,75	=	13,00
Mb=	2,68	x	1,75	=	4,69
Xb=	7,18	x	1,75	=	12,57
qaA	2,27	x	3,50	=	7,95
qaE	3,32	x	3,50	=	11,62
qbA	2,17	x	3,50	=	7,60
qbE	3,17	x	3,50	=	11,10

- Laje L5:

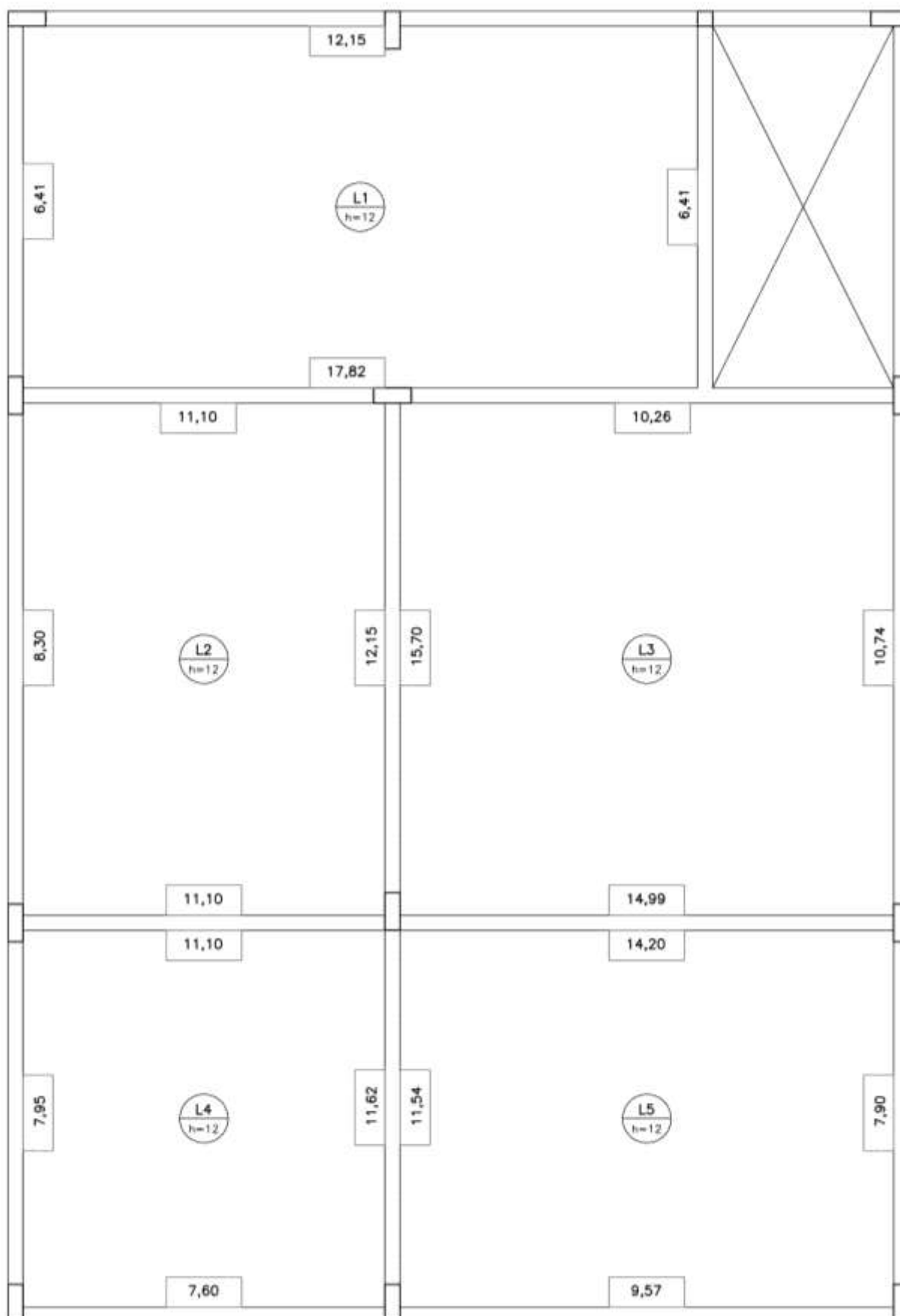
$$r = \frac{7,00 \times 5,20}{10} = 3,64$$

$$m = \frac{7,00 \times 5,20^2}{100} = 1,89$$

Ma=	4,06	x	1,89	=	7,67
Xa=	9,37	x	1,89	=	17,71
Mb=	2,50	x	1,89	=	4,73
Xb=	7,81	x	1,89	=	14,76
qaA	2,63	x	3,64	=	9,57
qaE	3,90	x	3,64	=	14,20
qbA	2,17	x	3,64	=	7,90
qbE	3,17	x	3,64	=	11,54

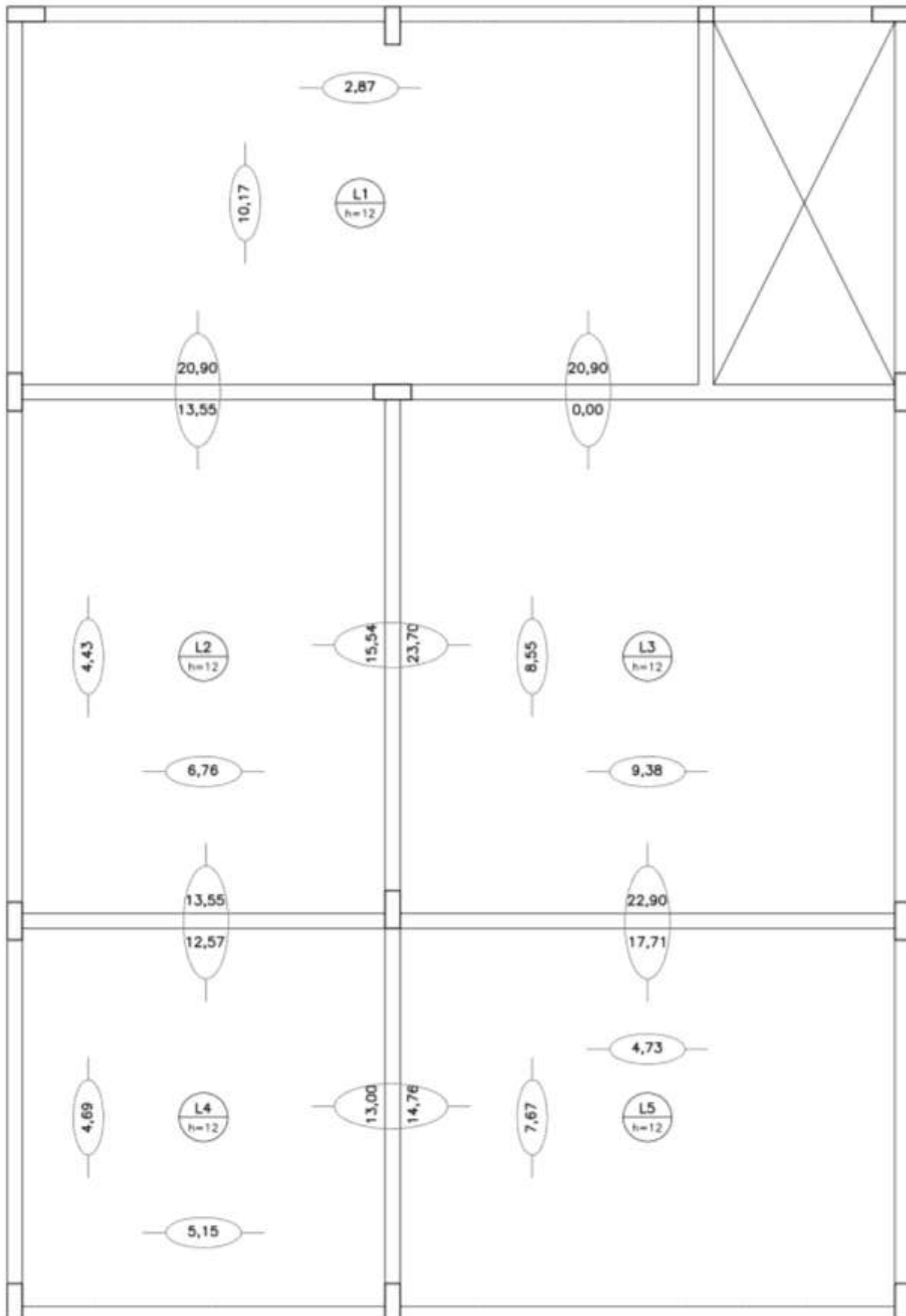
No qual podemos observar nas imagens a seguir as reações de apoio e os momentos fletores do pavimento tipo

Figura 6 – Reações de Apoio das Lajes Pavimento Tipo



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 7 – Momentos Fletores das Lajes Pavimento Tipo



Fonte: Elaborado pelo Autor

Cobertura

- Laje L1:

$$r = \frac{5,00 \times 5,00}{10} = 2,50$$

$$m = \frac{5,00 \times 5,00^2}{100} = 1,25$$

Ma=	7,03	x	1,25	=	8,79
Xa=	12,50	x	1,25	=	15,63
Mb=	1,48	x	1,25	=	1,85
qaA	4,38	x	2,50	=	10,95
qaE	6,25	x	2,50	=	15,63
qb	1,83	x	2,50	=	4,58

- Laje L2:

$$r = \frac{5,00 \times 5,00}{10} = 2,50$$

$$m = \frac{5,00 \times 5,00^2}{100} = 1,25$$

Ma=	3,86	x	1,25	=	4,83
Xa=	8,88	x	1,25	=	11,10
Mb=	2,53	x	1,25	=	3,16
Xb=	7,74	x	1,25	=	9,68
qaA	2,37	x	2,50	=	5,93
qaE	3,47	x	2,50	=	8,68
qb	3,17	x	2,50	=	7,93

- Laje L3:

$$r = \frac{5,00 \times 6,75}{10} = 3,38$$

$$m = \frac{5,00 \times 6,75^2}{100} = 2,28$$

Ma=	2,27	x	2,28	=	5,18
Xa=	5,98	x	2,28	=	13,63
Mb=	2,56	x	2,28	=	5,84
Xb=	6,46	x	2,28	=	14,73
qaA	1,79	x	3,38	=	6,05
qaE	2,63	x	3,38	=	8,89
qb	3,08	x	3,38	=	10,41

- Laje L4:

$$r = \frac{5,00 \times 5,00}{10} = 2,50$$

$$m = \frac{5,00 \times 5,00^2}{100} = 1,25$$

Ma=	2,94	x	1,25	=	3,68
Xa=	7,43	x	1,25	=	9,29
Mb=	2,68	x	1,25	=	3,35
Xb=	7,18	x	1,25	=	8,98
qaA	2,27	x	2,50	=	5,68
qaE	3,32	x	2,50	=	8,30
qbA	2,17	x	2,50	=	5,43
qbE	3,17	x	2,50	=	7,93

- Laje L5:

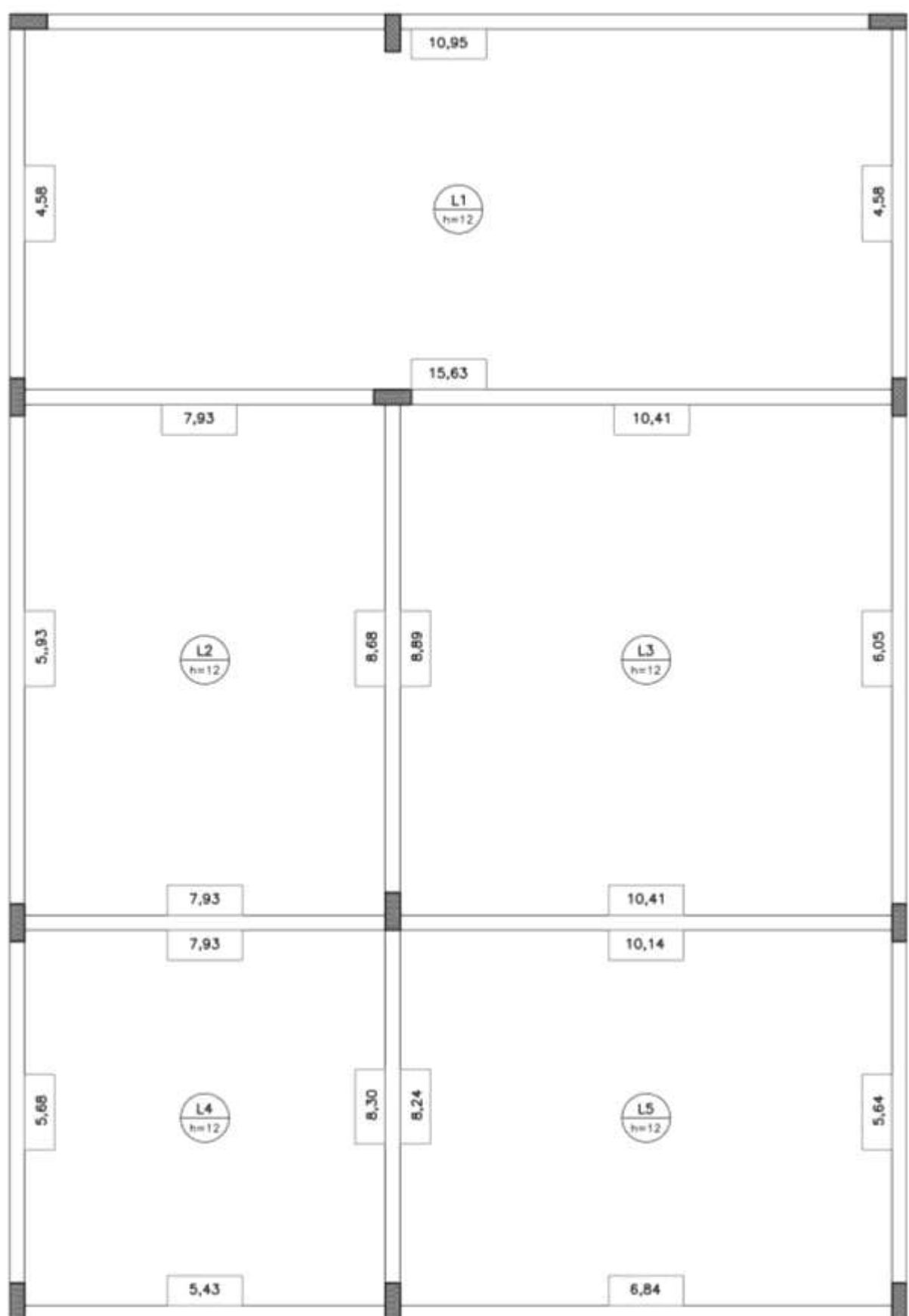
$$r = \frac{5,00 \times 5,20}{10} = 2,60$$

$$m = \frac{5,00 \times 5,20^2}{100} = 1,35$$

Ma=	4,06	x	1,35	=	5,48
Xa=	9,37	x	1,35	=	12,65
Mb=	2,50	x	1,35	=	3,38
Xb=	7,81	x	1,35	=	10,54
qaA	2,63	x	2,60	=	6,84
qaE	3,90	x	2,60	=	10,14
qbA	2,17	x	2,60	=	5,64
qbE	3,17	x	2,60	=	8,24

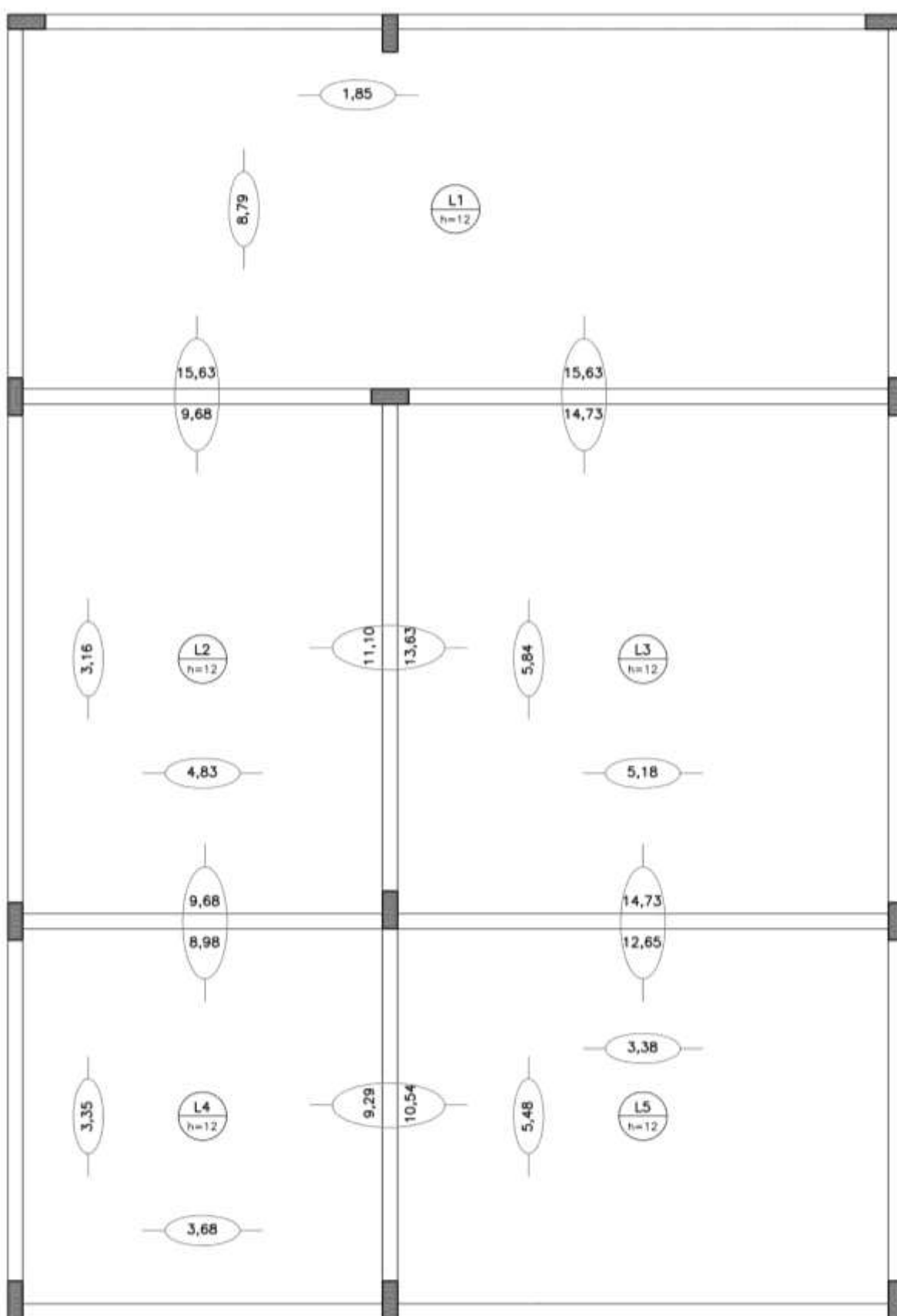
Podemos perceber na imagem a seguir as reações de apoio e os momentos fletores da cobertura.

Figura 8 – Reações de Apoio das Lajes Cobertura



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 9 – Momentos Fletores das Lajes Cobertura



Fonte: Elaborado pelo Autor

3.3.4 Quarto Passo: Compensação dos Momentos Fletores

Pavimento Tipo:

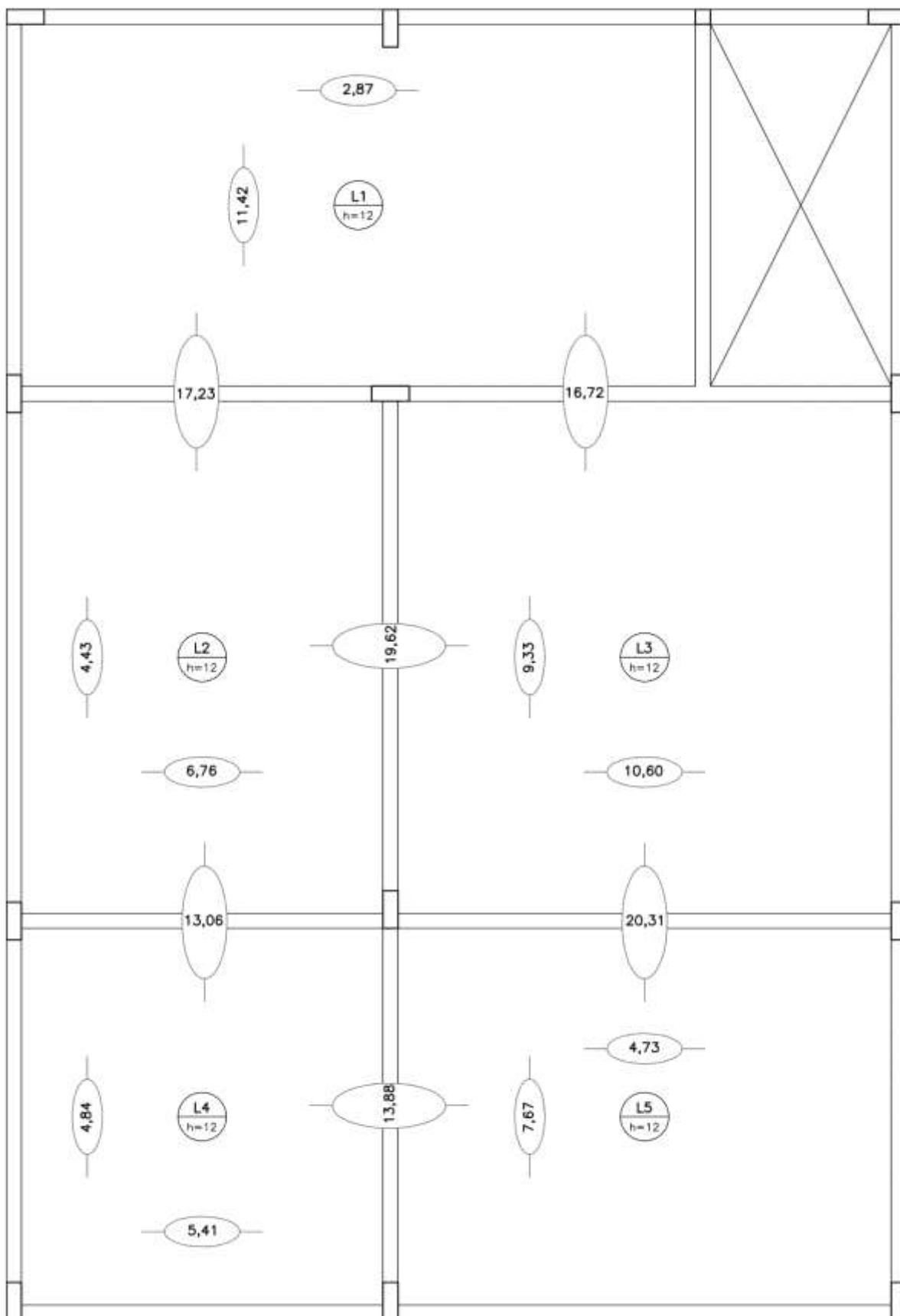
Entre	X_1	X_2	$X_{\text{médio}}$	$0,8X_{\text{máx}}$	M_{12}	ΔM	M_F
L1-L2	20,90	13,55	17,23	16,72	10,17	1,10	11,27
L1-L3	20,90	0,00	10,45	16,72	10,17	1,25	11,42
L2-L3	15,54	23,70	19,62	18,96	9,38	1,22	10,60
L2-L4	13,55	12,57	13,06	10,84	4,69	0,15	4,84
L3-L5	22,90	17,71	20,31	18,32	8,55	0,78	9,33
L4-L5	13,00	14,76	13,88	11,81	5,15	0,26	5,41

Cobertura:

Entre	X_1	X_2	$X_{\text{médio}}$	$0,8X_{\text{máx}}$	M_{12}	ΔM	M_F
L1-L2	15,63	9,68	12,66	12,50	8,79	0,89	9,68
L1-L3	15,63	14,73	15,18	12,50	8,79	0,14	8,93
L2-L3	11,1	13,63	12,37	10,90	5,18	0,38	5,56
L2-L4	9,68	8,98	9,33	7,74	3,35	0,11	3,46
L3-L5	14,73	12,65	13,69	11,78	5,84	0,31	6,15
L4-L5	9,29	10,54	9,92	8,43	3,68	0,19	3,87

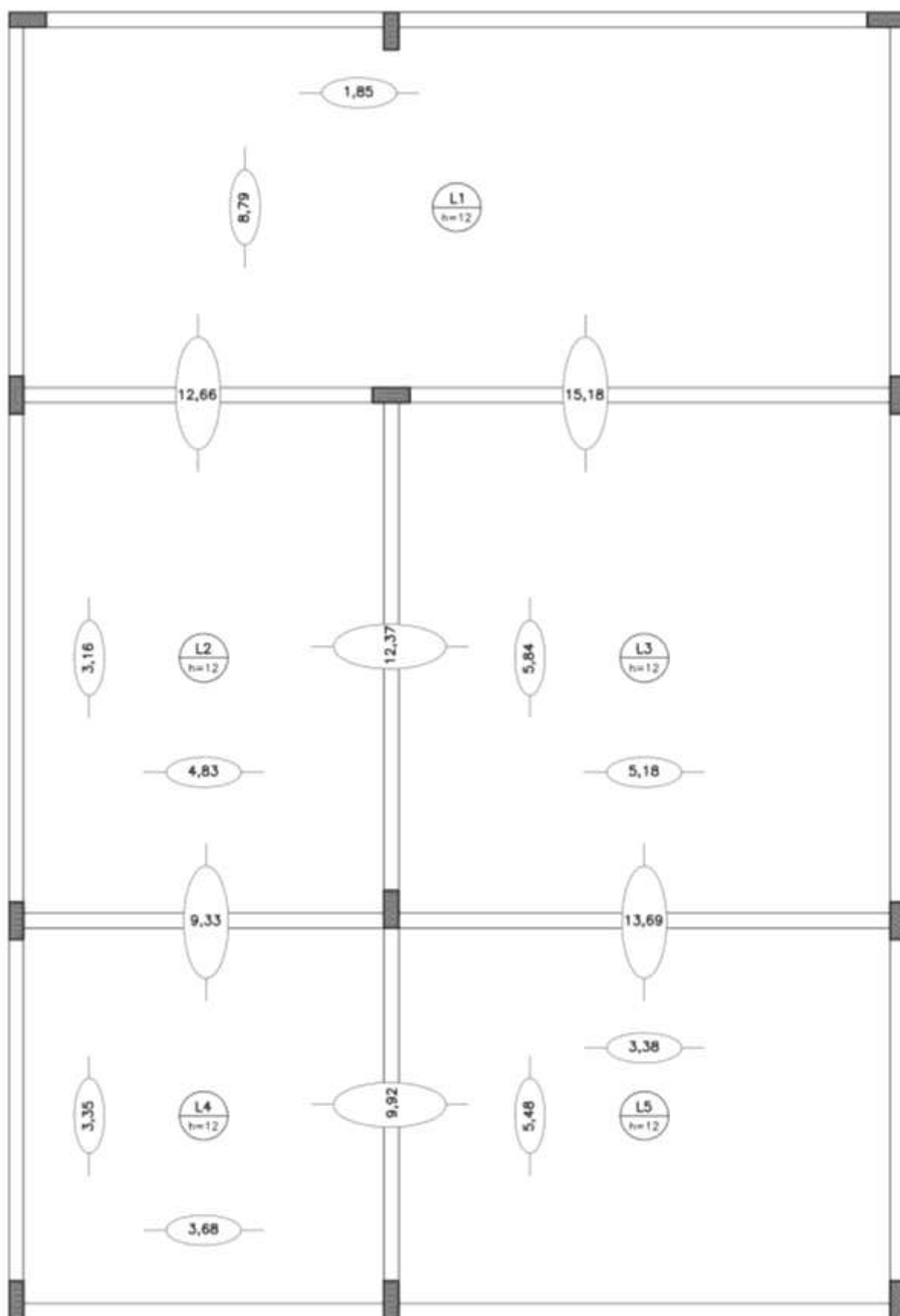
A compensação do pavimento tipo e da cobertura é demonstrada nas imagens que seguem.

Figura 10 – Compensação Momentos Fletores das Lajes Pavimento Tipo



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 11 – Compensação Momentos Fletores das Lajes Cobertura



Fonte: Elaborado pelo Autor

3.3.5 Quinto Passo: Determinação das Armações

Para a determinação das armaduras, temos os seguintes dados:

$$\text{Concreto } f_{ck} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_c = 0,85 \cdot \frac{2,5}{1,4} = 1,518 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Aço} = \text{CA50} \rightarrow f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$h = 0,12 \text{ m} \rightarrow d = h - d' \rightarrow d = 12 - 2,5 = 9,5 \text{ cm}$$

Verificando o A_{Smin} :

$$A_{Smin} = 0,15\% A_c$$

$$A_{Smin} = \frac{0,15}{100} \times 100 \times 12 = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 6.3c/17$$

Verificando o diâmetro máximo:

$$\emptyset \leq h/8$$

$$\emptyset = 12/8 = 15,00 \text{ mm} \rightarrow \emptyset_{m\acute{a}x} = 12,50 \text{ mm}$$

Verificando o espaçamento máximo e o cobrimento:

$$\text{espaçamento} \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times h \end{cases}$$

$$c = h - 2$$

$$\text{espaçamento} \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times 12 = 24 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e \leq 20 \text{ cm}$$

$$c = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

		$M [kN.m]$	$K = \frac{M_d}{f_c \times b \times d^2}$	$A_s = \frac{f_c b d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2k})$	$\emptyset e c /$	Q	Arm. Continua	Arm. Alternada
NEGATIVO PAVIMENTO TIPO	17,23	$K = \frac{1,4 \times 17,23 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,18	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,17})$ = 6,47	$\emptyset 10.0 \text{ c}/12$	$\frac{480}{12} = 40$	$(\frac{500}{2} + 20)$ = 270	$(\frac{3}{8} \times 500 + 20) = 208$	
	16,72	$K = \frac{1,4 \times 16,72 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,17	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,18})$ = 6,26	$\emptyset 10.0 \text{ c}/12$	$\frac{395}{12} = 33$	$(\frac{675}{2} + 20)$ = 358	$(\frac{3}{8} \times 675 + 20) = 273$	
	19,62	$K = \frac{1,4 \times 19,62 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,20	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,20})$ = 7,50	$\emptyset 10.0 \text{ c}/10$	$\frac{680}{10} = 68$	$(\frac{675}{2} + 20)$ = 358	$(\frac{3}{8} \times 675 + 20) = 273$	
	13,06	$K = \frac{1,4 \times 13,06 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,13	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,13})$ = 4,77	$\emptyset 10.0 \text{ c}/16$	$\frac{480}{16} = 30$	$(\frac{500}{2} + 20)$ = 270	$(\frac{3}{8} \times 500 + 20) = 208$	
	20,31	$K = \frac{1,4 \times 20,31 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,21	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,21})$ = 7,80	$\emptyset 10.0 \text{ c}/10$	$\frac{655}{10} = 66$	$(\frac{675}{2} + 20)$ = 358	$(\frac{3}{8} \times 675 + 20) = 273$	
	13,88	$K = \frac{1,4 \times 13,88 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,14	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,14})$ = 5,10	$\emptyset 10.0 \text{ c}/15$	$\frac{500}{15} = 33$	$(\frac{520}{2} + 20)$ = 280	$(\frac{3}{8} \times 520 + 20) = 215$	

		$M [kN.m]$	$K = \frac{M_d}{f_c \times b \times d^2}$	$A_s = \frac{f_c b d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2k})$	$\emptyset e c /$	Q	Arm. Continua	Arm. Alternada
NEGATIVO COBERTURA	12,66	$K = \frac{1,4 \times 12,66 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,13	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,13})$ = 4,61	$\emptyset 8.0 \text{ c}/10$	$\frac{480}{10} = 48$	$(\frac{500}{2} + 20)$ = 270	$(\frac{3}{8} \times 500 + 20) = 208$	
	15,18	$K = \frac{1,4 \times 15,18 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,16	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,16})$ = 5,62	$\emptyset 10.0 \text{ c}/13$	$\frac{655}{13} = 50$	$(\frac{675}{2} + 20)$ = 358	$(\frac{3}{8} \times 675 + 20) = 273$	
	12,37	$K = \frac{1,4 \times 12,37 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,13	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,13})$ = 4,50	$\emptyset 8.0 \text{ c}/11$	$\frac{680}{11} = 62$	$(\frac{675}{2} + 20)$ = 358	$(\frac{3}{8} \times 675 + 20) = 273$	
	9,33	$K = \frac{1,4 \times 9,33 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,10	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,13})$ = 3,33	$\emptyset 8.0 \text{ c}/15$	$\frac{480}{15} = 32$	$(\frac{500}{2} + 20)$ = 270	$(\frac{3}{8} \times 500 + 20) = 208$	
	13,69	$K = \frac{1,4 \times 13,69 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,14	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,14})$ = 5,02	$\emptyset 8.0 \text{ c}/10$	$\frac{655}{10} = 66$	$(\frac{675}{2} + 20)$ = 358	$(\frac{3}{8} \times 675 + 20) = 273$	
	9,92	$K = \frac{1,4 \times 9,92 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,10	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,14})$ = 3,55	$\emptyset 8.0 \text{ c}/14$	$\frac{500}{14} = 36$	$(\frac{520}{2} + 20)$ = 280	$(\frac{3}{8} \times 520 + 20) = 215$	

		$M [kN.m]$	$K = \frac{M_d}{f_c \times b \times d^2}$	$A_s = \frac{f_c b d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2k})$	$\emptyset e c /$	Q	Arm. Continua	Arm. Alternada
POSITIVO PAVIMENTO TIPO	2,87	$K = \frac{1,4 \times 2,87 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,03	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03})$ = 0,99	$\emptyset 6.3 \text{ c}/17$	$\frac{480}{17} = 28$	935 – 5 = 930	0,8. (935) = 748	
	11,42	$K = \frac{1,4 \times 11,42 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,12	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,12})$ = 4,13	$\emptyset 10.0 \text{ c}/19$	$\frac{895}{19} = 47$	520 – 5 = 515	0,8. (520) = 416	
	6,76	$K = \frac{1,4 \times 6,76 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,07	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,07})$ = 2,38	$\emptyset 6.3 \text{ c}/13$	$\frac{680}{13} = 52$	520 – 5 = 515	0,8. (520) = 416	
	4,43	$K = \frac{1,4 \times 4,43 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,05	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05})$ = 1,54	$\emptyset 6.3 \text{ c}/17$	$\frac{480}{17} = 28$	720 – 5 = 715	0,8. (720) = 576	
	10,60	$K = \frac{1,4 \times 10,60 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,11	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11})$ = 3,81	$\emptyset 8.0 \text{ c}/13$	$\frac{680}{13} = 52$	695 – 5 = 690	0,8. (695) = 556	
	9,33	$K = \frac{1,4 \times 9,33 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,10	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,10})$ = 3,33	$\emptyset 8.0 \text{ c}/15$	$\frac{655}{15} = 44$	720 – 5 = 715	0,8. (720) = 576	
	5,41	$K = \frac{1,4 \times 5,41 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,06	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06})$ = 1,89	$\emptyset 6.3 \text{ c}/16$	$\frac{500}{16} = 31$	520 – 5 = 515	0,8. (520) = 416	

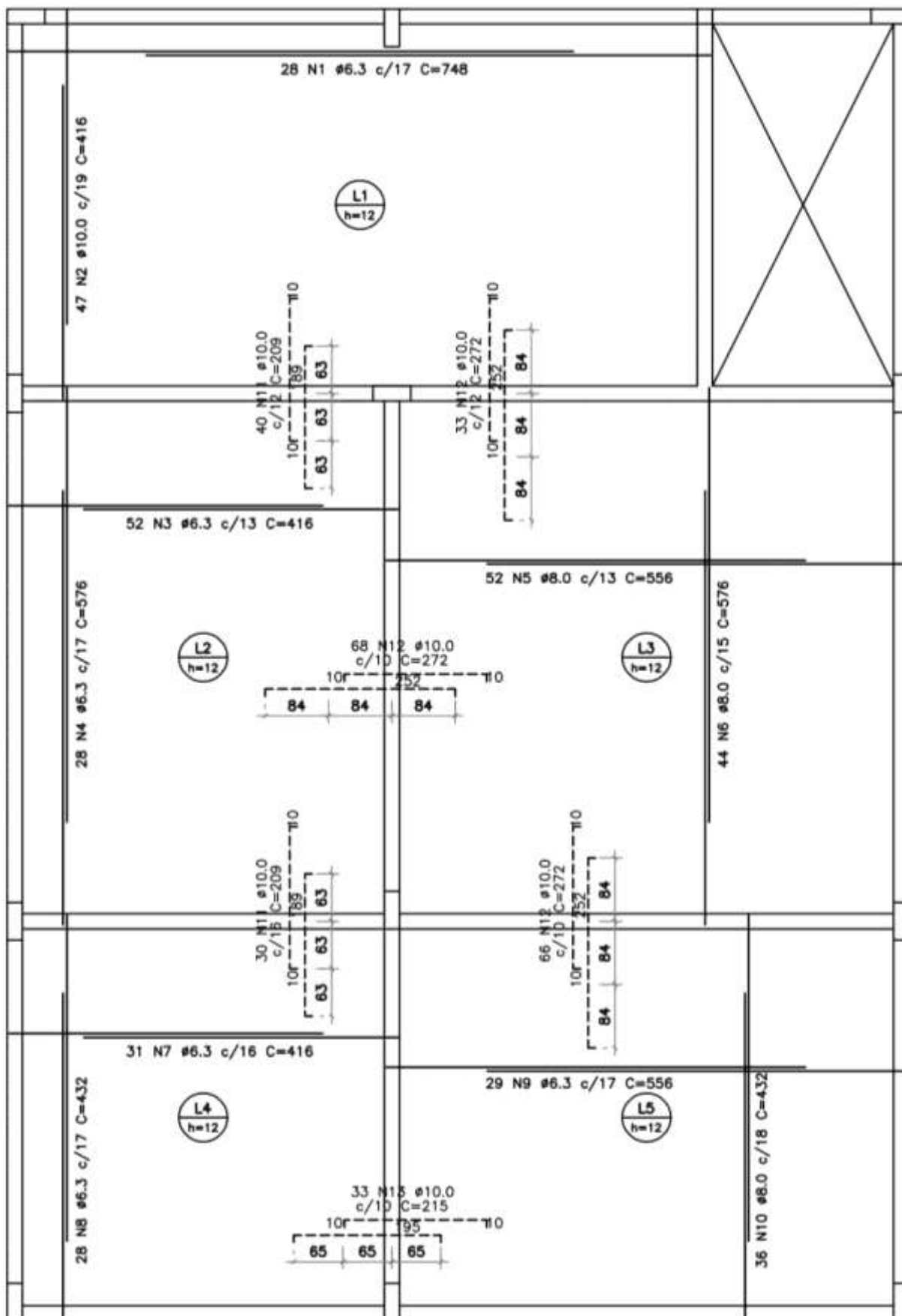
4,84	$K = \frac{1,4 \times 4,84 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,05	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05})$ = 1,68	Ø6.3 c/17	$\frac{480}{17} = 28$	540 - 5 = 535	0,8. (540) = 432
4,73	$K = \frac{1,4 \times 4,73 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,05	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05})$ = 1,64	Ø6.3 c/17	$\frac{500}{17} = 29$	695 - 5 = 690	0,8. (695) = 556
7,67	$K = \frac{1,4 \times 7,67 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,08	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,08})$ = 2,71	Ø8.0 c/18	$\frac{655}{18} = 36$	540 - 5 = 535	0,8. (540) = 432

M [kN.m]		$K = \frac{M_d}{f_c \times b \times d^2}$	$A_s = \frac{f_c b d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2k})$	$\emptyset e c /$	Q	Arm. Continua	Arm. Alternada
POSITIVO COBERTURA	1,85	$K = \frac{1,4 \times 1,85 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,02	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,02})$ = 0,63	$\emptyset 6.3 \text{ c}/17$	$\frac{480}{17} = 28$	1195 - 5 = 1190	-
	8,79	$K = \frac{1,4 \times 8,79 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,09	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,09})$ = 3,13	$\emptyset 8.0 \text{ c}/16$	$\frac{1155}{16} = 72$	520 - 5 = 515	-
	4,83	$K = \frac{1,4 \times 4,83 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,05	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05})$ = 1,68	$\emptyset 6.3 \text{ c}/17$	$\frac{680}{17} = 40$	520 - 5 = 515	0,8. (520) = 416
	3,16	$K = \frac{1,4 \times 3,16 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,03	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03})$ = 1,09	$\emptyset 6.3 \text{ c}/17$	$\frac{480}{17} = 28$	720 - 5 = 715	0,8. (720) = 576
	5,18	$K = \frac{1,4 \times 5,18 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,05	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05})$ = 1,80	$\emptyset 6.3 \text{ c}/17$	$\frac{680}{17} = 40$	695 - 5 = 690	0,8. (695) = 556
	5,84	$K = \frac{1,4 \times 5,84 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,06	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - 0,06) = 2,04$	$\emptyset 6.3 \text{ c}/15$	$\frac{655}{15} = 44$	720 - 5 = 715	0,8. (720) = 576
	3,68	$K = \frac{1,4 \times 3,68 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,04	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04})$ = 1,27	$\emptyset 6.3 \text{ c}/17$	$\frac{500}{17} = 29$	520 - 5 = 515	0,8. (520) = 416

3,35	$K = \frac{1,4 \times 3,35 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,03	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03})$ = 1,16	Ø6.3 c/17	$\frac{480}{17} = 28$	540 – 5 = 535	0,8. (540) = 432
3,38	$K = \frac{1,4 \times 3,38 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,03	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03})$ = 1,17	Ø6.3 c/17	$\frac{500}{17} = 29$	695 – 5 = 690	0,8. (695) = 556
5,48	$K = \frac{1,4 \times 5,48 \times 100}{1,518 \times 100 \times 9,5^2}$ = 0,06	$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,5}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06})$ = 1,91	Ø6.3 c/16	$\frac{655}{16} = 41$	540 – 5 = 535	0,8. (540) = 432

Os detalhamentos das armações do pavimento tipo e da laje apresentam-se nas figuras a seguir.

Figura 12 - Armação Laje Pavimento Tipo



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 14 – Quantitativo de Aço
PAVIMENTO TIPO

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C. TOTAL (m)
5,0	1	6,3	28	748	209,44
5,0	2	10,0	47	416	195,52
5,0	3	6,3	52	416	216,32
5,0	4	6,3	28	576	161,28
5,0	5	8,0	52	556	289,12
5,0	6	8,0	44	576	253,44
5,0	7	6,3	31	416	128,96
5,0	8	6,3	28	432	120,96
5,0	9	6,3	29	556	161,24
5,0	10	8,0	36	432	155,52
5,0	11	10,0	70	209	146,30
5,0	12	10,0	167	272	454,24
5,0	13	10,0	28	215	60,20

COBERTURA

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C. TOTAL (m)
5,0	1	6,3	28	1190	333,20
5,0	2	8,0	72	515	370,80
5,0	3	6,3	40	416	166,40
5,0	4	6,3	28	576	161,28
5,0	5	6,3	40	556	222,40
5,0	6	6,3	44	576	253,44
5,0	7	6,3	29	416	120,64
5,0	8	6,3	28	432	120,96
5,0	9	6,3	29	556	161,24
5,0	10	6,3	41	432	177,12
5,0	11	8,0	80	209	167,20
5,0	12	10,0	50	272	136,00
5,0	13	8,0	128	272	348,16
5,0	14	8,0	36	215	77,40

RESUMO DO AÇO

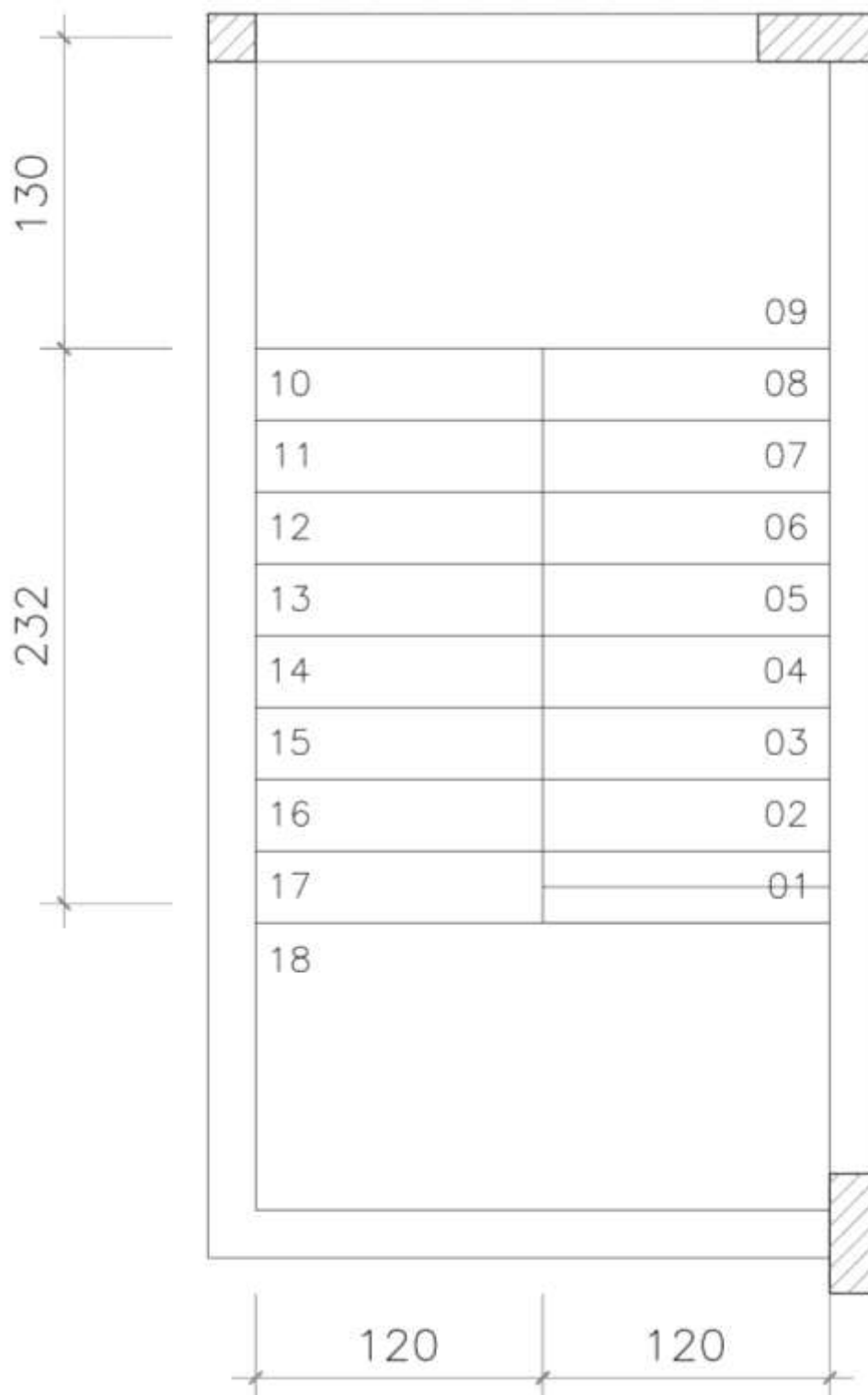
AÇO	DIAM	C. TOTAL (m)	PESO+0% (kg)
CA50	6,3	2714,88	665,15
	8,0	1661,64	656,35
	10,0	992,26	611,25
PESO TOTAL (kg)			
CA50			1932,75

Fonte: Elaborado pelo Autor

4 DIMENSIONAMENTO ESCADA

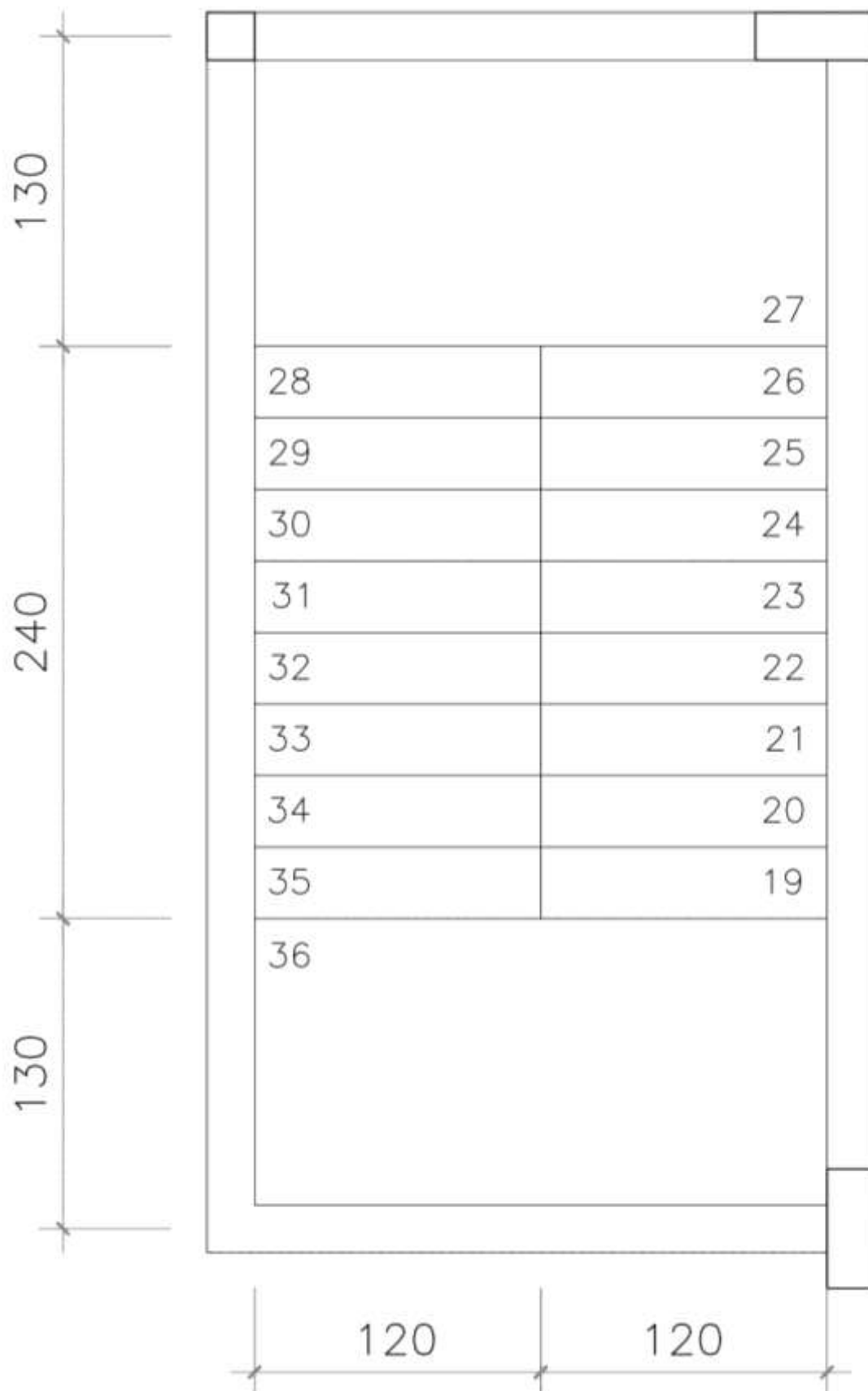
Será feito do cálculo da seguinte escada:

Figura 15 – Escada Primeiro Nível



Fonte: Elaborado pelo Orientador

Figura 16 – Escada Segundo Nível



Fonte: Elaborado pelo Orientador

4.1 Dados para o Dimensionamento da Escada

São determinados os seguintes valores:

$$\text{Concreto } f_{ck} = 25\text{MPa}$$

$$\text{Aço} = \text{CA50}$$

$$SC = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

$$REV = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pé direito} = 306\text{cm}$$

Para determinar as dimensões da escada, foi estipulado um número de degraus iniciais.

$$\text{Número de Degraus} = 18 \text{ tentativa}$$

$$\text{Espelho} = \frac{306}{18} = 17\text{cm}$$

Os Limites para o cálculo do valor do passo são dados nas equações:

- Limite Inferior

$$2xe + p = 62 \rightarrow 2 \times 17 + p = 62 \rightarrow p = 28\text{cm}$$

- Limite Superior

$$2xe + p = 64 \rightarrow 2 \times 17 + p = 64 \rightarrow p = 30\text{cm}$$

No qual iremos adotar:

$$p = 30\text{cm}$$

Com o valor adotado, verificamos pela Fórmula de Blondel:

$$62 \leq 2xe + p \leq 64$$

Substituindo os valores temos:

$$62 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64$$

$$62 \leq 64 \leq 64 \rightarrow \text{ok!}$$

4.2 Dimensionamento da Escada

A espessura da laje pode ser fixada em função do comprimento do vão, a espessura mínima para um comprimento por volta de 3 a 4 metros são de 12 centímetros.

A primeira tentativa será feita com:

$$h = 12\text{cm}$$

Temos:

$$\theta = \arctang \frac{e}{p} = \arctang \frac{17}{30} \rightarrow \theta = 29,54^\circ$$

$$h_1 = \frac{h}{\cos\theta} = \frac{12}{\cos 29,54^\circ} = 13,79 \text{ cm}$$

$$h_m = \frac{e}{2} + h_1 = \frac{17}{2} + 13,79 = 22,29 \text{ cm}$$

4.3 Determinação do Carregamento

Para a determinação do carregamento, precisamos da altura (h), para tanto estipulamos como o valor mínimo de $h = 12 \text{ cm}$, portanto temos os seguintes carregamentos:

- Patamar:

$$pp = 0,12 \times 25 = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

$$g = pp + REV = 3,00 + 1,00 = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

$$q = SC = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

$$p = g + q = 4,00 + 3,00 = 7,00 \text{ kN/m}^2$$

- Degraus:

$$pp = 0,2229 \times 25 = 5,57 \text{ kN/m}^2$$

$$g = pp + REV = 5,57 + 1,00 = 6,57 \text{ kN/m}^2$$

$$q = SC = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

$$p = g + q = 6,57 + 3,00 = 9,57 \text{ kN/m}^2$$

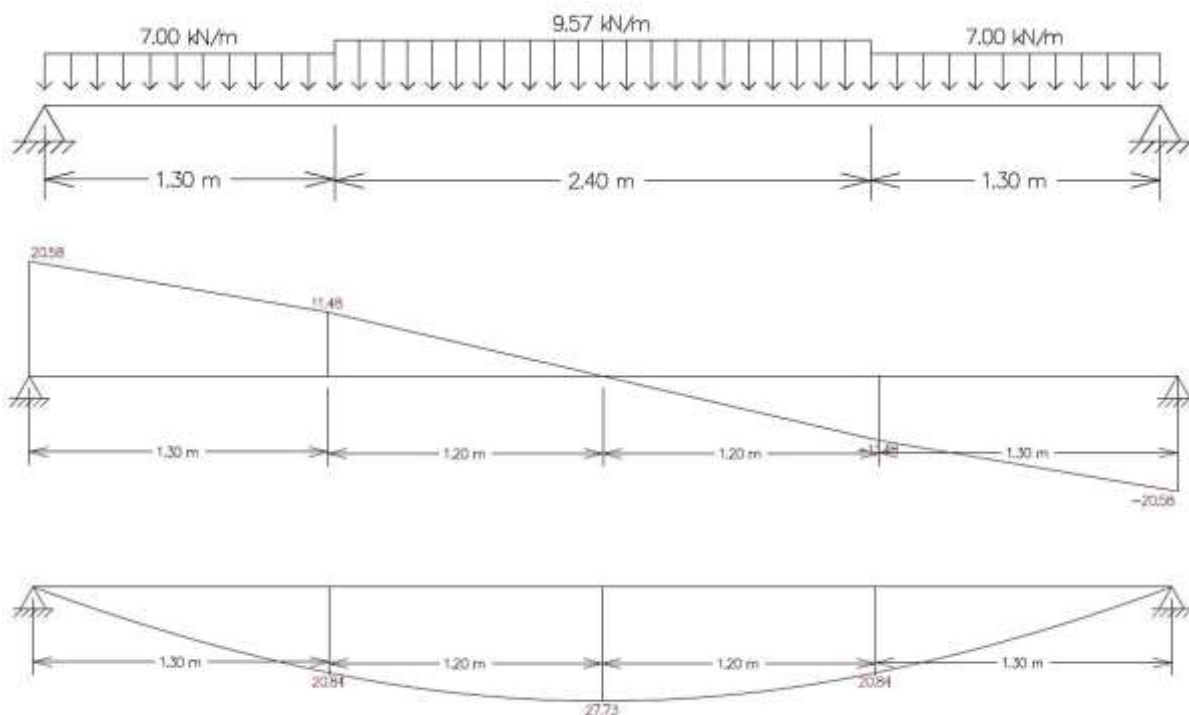
A escada foi subdivida em duas vigas, sendo a VIGA 2 (Segundo Nível) com o maior comprimento e a VIGA 1 (Primeiro Nível) com o menor comprimento.

O cálculo da viga sempre começa por aquela com o maior comprimento, no caso, a VIGA 2.

4.4 Viga 2

Com a ajuda do programa Ftool e aplicando a VIGA 2, obtemos os seguintes resultados:

Figura 17 – Carregamento, Esforço Cortante e Momento Fletor VIGA 2



Fonte: Extraída do Programa Ftool

Temos o ponto de cortante nulo (ponto central):

$$pc = 1,30 + 1,20 = 2,50m$$

Momento máximo

$$M_{m\acute{a}x} = 27,73kN.m$$

Determinação das Armações

Sabemos que $X = 27,73kN.m$, com isso determinaremos alguns valores para achar k:

$$K = \frac{M_d}{f_c b d^2} \leq 0,295$$

Caso o valor de K seja maior que 0,295 é necessário aumentar a espessura da laje

$$f_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{2,50}{1,40} = 1,518 kN/cm^2$$

$$d = h - c = 12,00 - 2,50 = 9,50cm$$

$$K = \frac{M_d}{f_c b d^2} = \frac{1,40 \times 27,73}{1,518 \times 100 \times 9,50^2} \times 100 = 0,283$$

$$0,283 < 0,295$$

Verificamos que com o valor da altura da laje de **0,12cm** passou.

Sendo assim continuamos os cálculos, a seguir calcularemos o A_s

$$A_s = \frac{f_c b d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2k})$$

$$f_{yd} = \frac{f_g}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,50}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,283}) = \mathbf{11,32 \text{ cm}^2/m}$$

Prescrições da Norma:

$$\phi \leq \frac{h}{8} = \frac{12}{8} = 1,50 \text{ cm} = 15,00 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{máx}} \leq 12,5 \text{ mm}$$

$$\text{espaçamento} \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 12 = 24 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{cobrimento} = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = \mathbf{11,32 \text{ cm}^2/m} \rightarrow \phi \mathbf{12,5c/10}$$

Armação Secundária

$$A_{s,ditr} \geq \begin{cases} \frac{A_{s,princ}}{5} = \frac{11,32}{5} = \mathbf{2,26 \text{ cm}^2/m} \\ \frac{A_{s,min}}{2} = \frac{0,15\% A_c}{2} = \frac{0,15\% \cdot 100 \cdot 12}{2} = 0,90 \text{ cm}^2/m \\ 0,90 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$A_{s,ditr} = \mathbf{2,26 \text{ cm}^2/m} \rightarrow \phi \mathbf{6,3/13}$$

Comprimento de Ancoragem

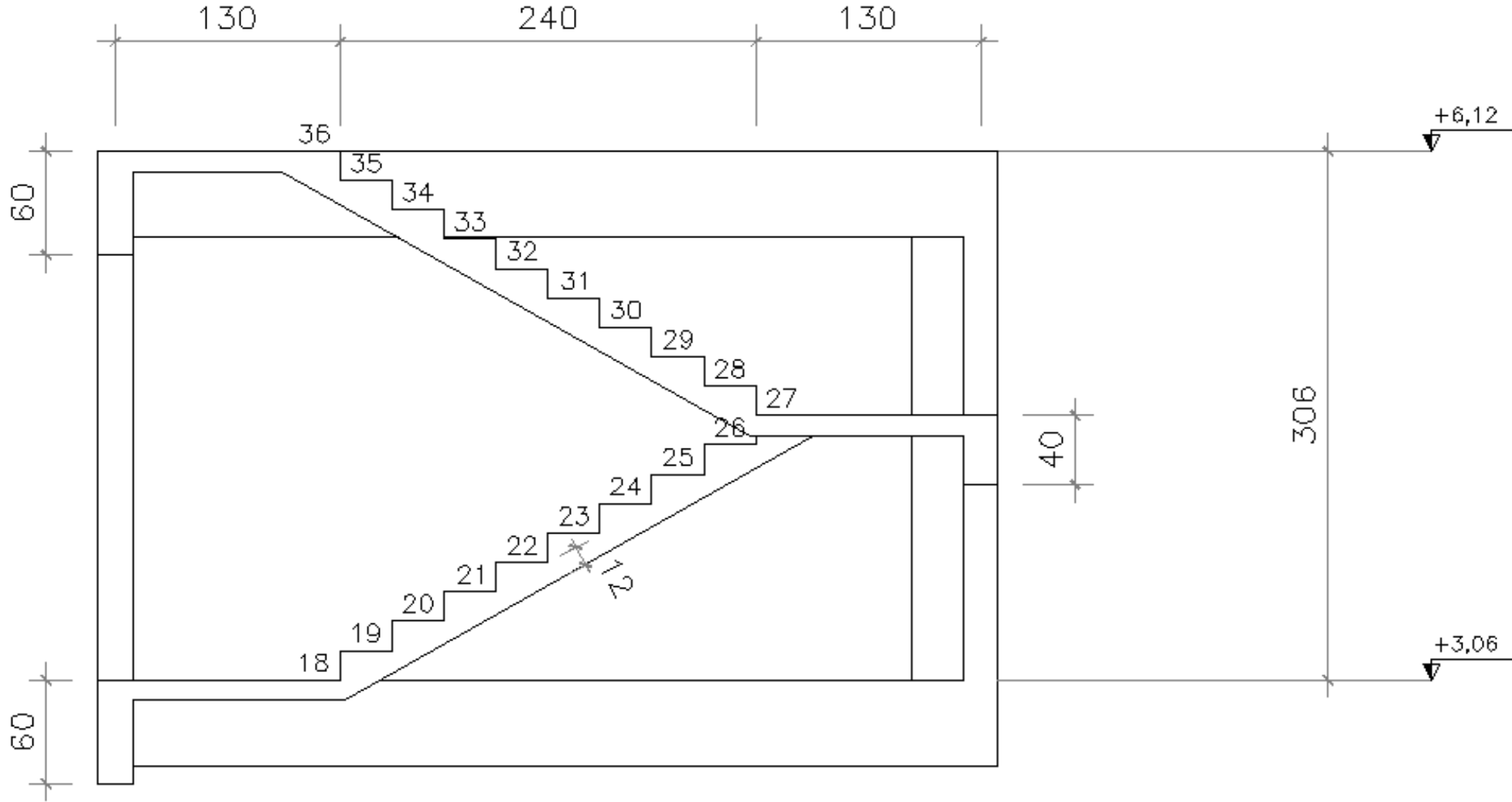
$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{1,4} = 0,289 \text{ kN/cm}^2$$

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{1,25 \cdot 43,48}{4 \cdot 0,289} = 47 \approx 45 \text{ cm}$$

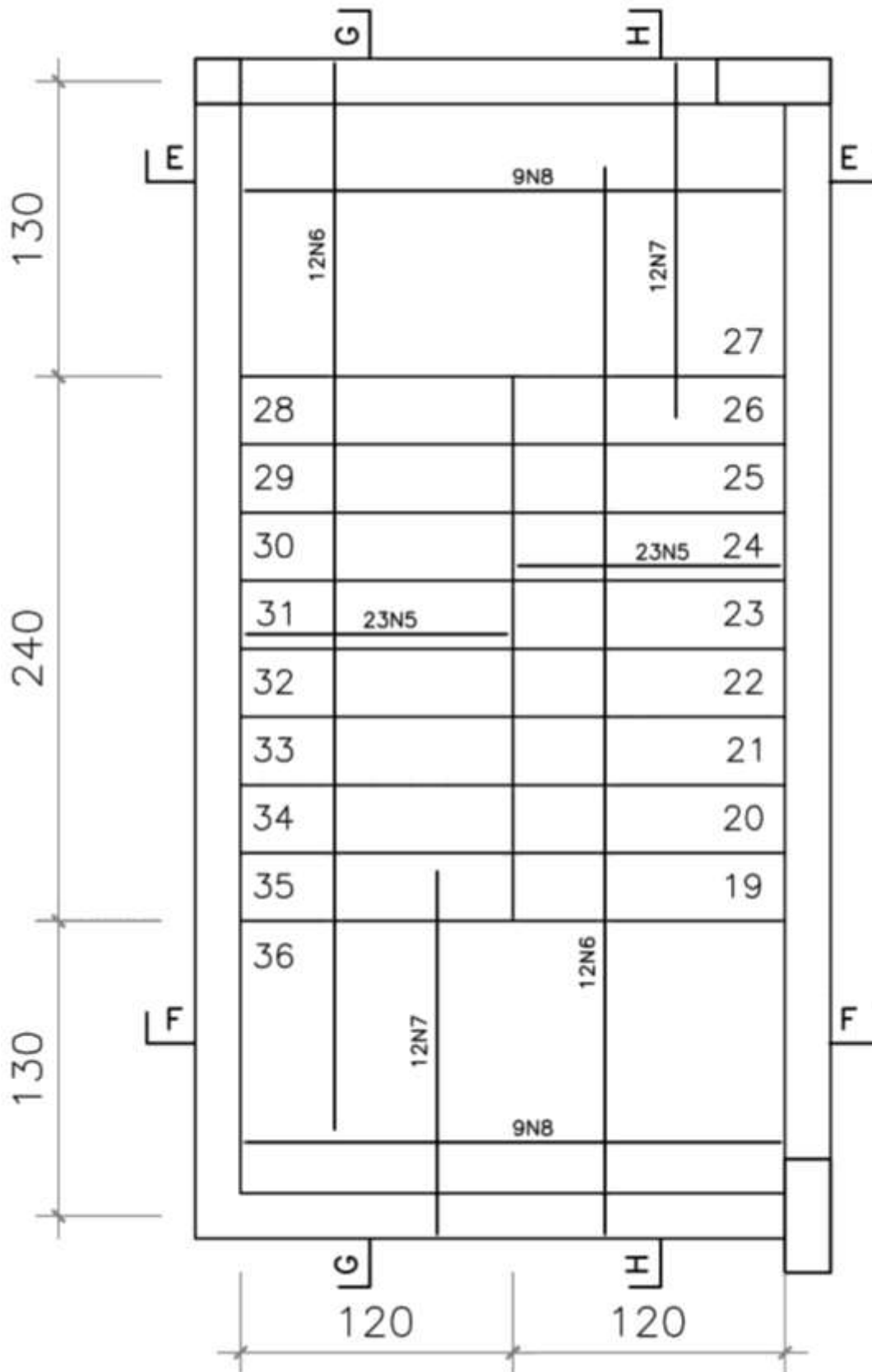
O detalhamento da escada no primeiro lance se encontra nas imagens a seguir.

Figura 18 – Corte Escada Segundo Nível



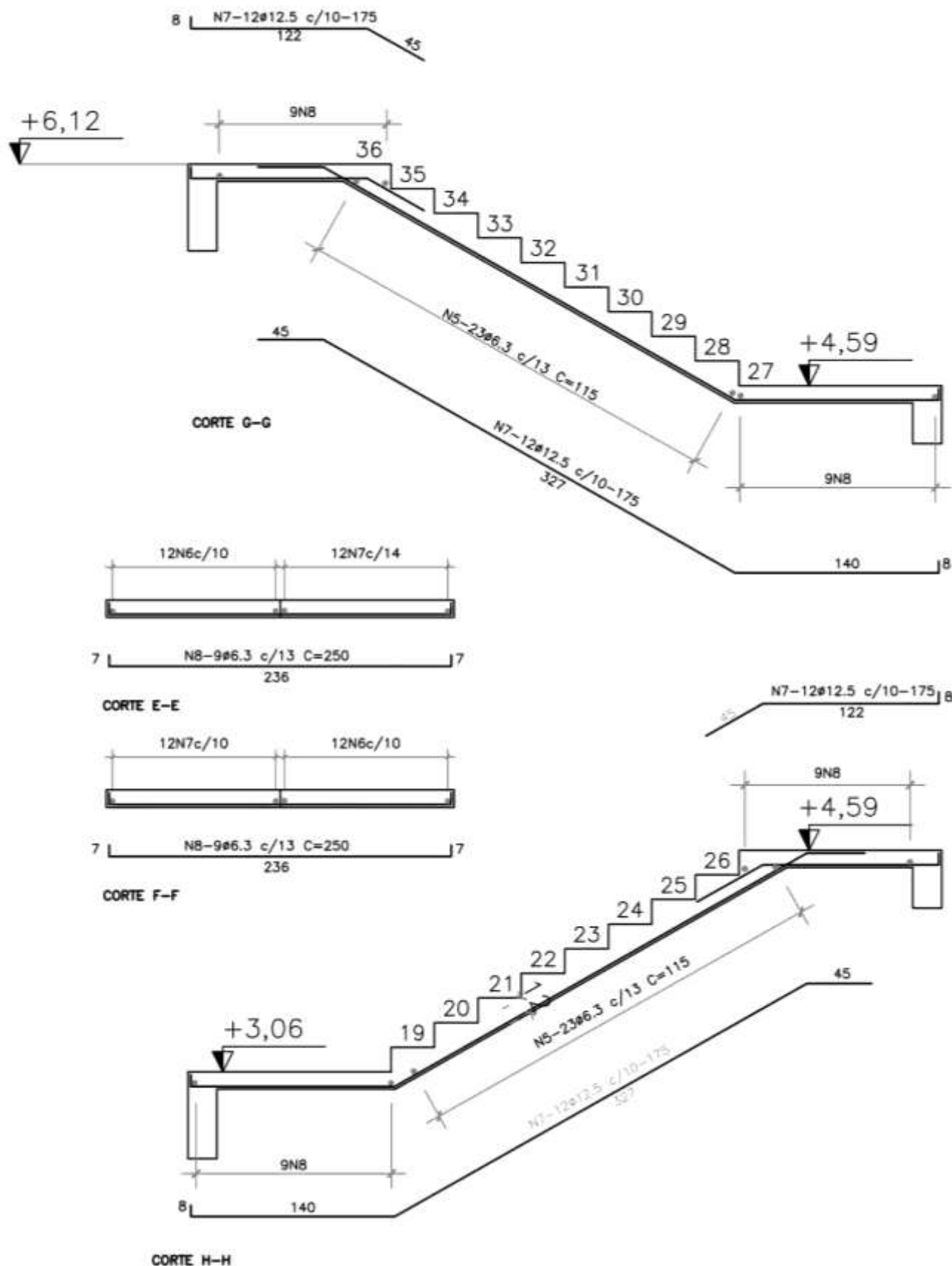
Fonte: Elaborado pelo Orientador

Figura 19 – Escada Segundo Nível



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 20 – Corte Segundo Nível

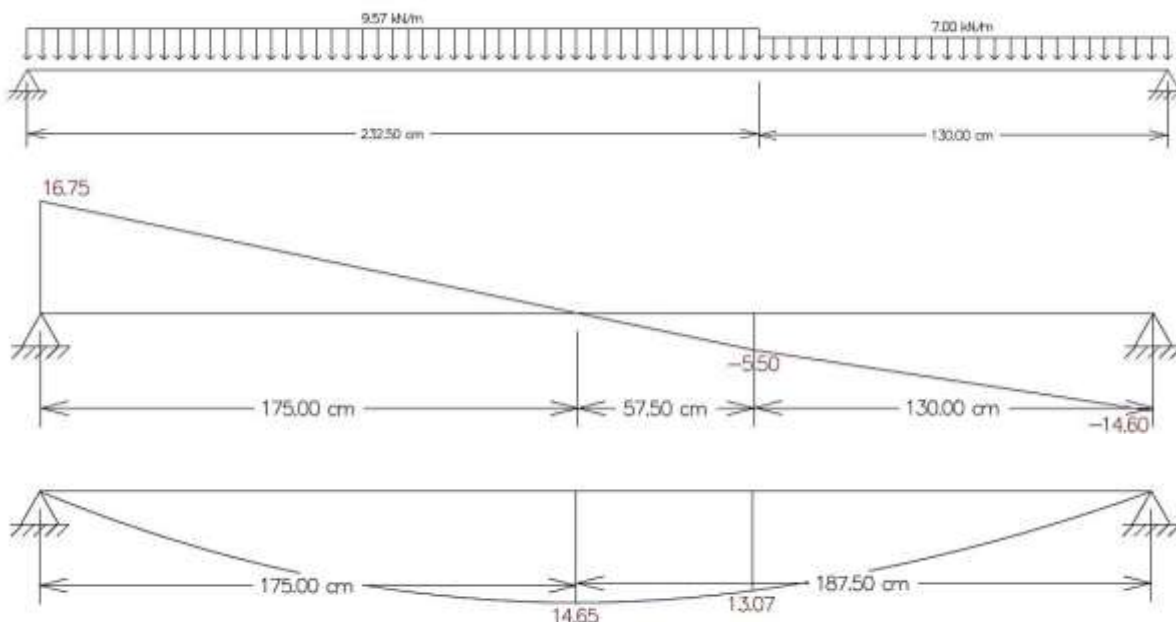


Fonte: Elaborado pelo Autor

4.5 Viga 1

Com a ajuda do programa Ftool e aplicando a VIGA 1, obtemos os seguintes resultados:

Figura 21 – Carregamento, Esforço Cortante e Momento Fletor VIGA 1



Fonte: Extraída do Programa Ftool

Temos o ponto de cortante nulo (ponto central):

$$p_c = 175\text{cm}$$

Momento máximo

$$M_{m\acute{a}x} = 14,65\text{kN.m}$$

Determinação das Armações

Sabemos que $X = 14,65\text{kN.m}$, com isso temos:

$$K = \frac{M_d}{f_c b d^2} \leq 0,295$$

$$f_c = 1,518\text{ kN/cm}^2$$

$$d = 9,50\text{cm}$$

$$K = \frac{1,40 \times 14,65}{1,518 \times 100 \times 9,50^2} \times 100 = 0,150$$

$$0,150 < 0,295$$

Verificamos que com $h=12,00\text{cm}$ passou, não é necessário aumentar a altura da laje.

Determinando o A_s :

$$A_s = \frac{f_c b d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2k})$$

$$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Sendo assim:

$$A_s = \frac{1,518 \times 100 \times 9,50}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,150})$$

$$A_s = 5,42 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø}10.0\text{c}/14$$

Armação Secundária

$$A_{s,ditr} \geq \begin{cases} \frac{A_{s,princ}}{5} = \frac{5,42}{5} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \frac{A_{s,min}}{2} = \frac{0,15\% A_c}{2} = \frac{0,15\% \cdot 100 \cdot 12}{2} = 0,90 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,90 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

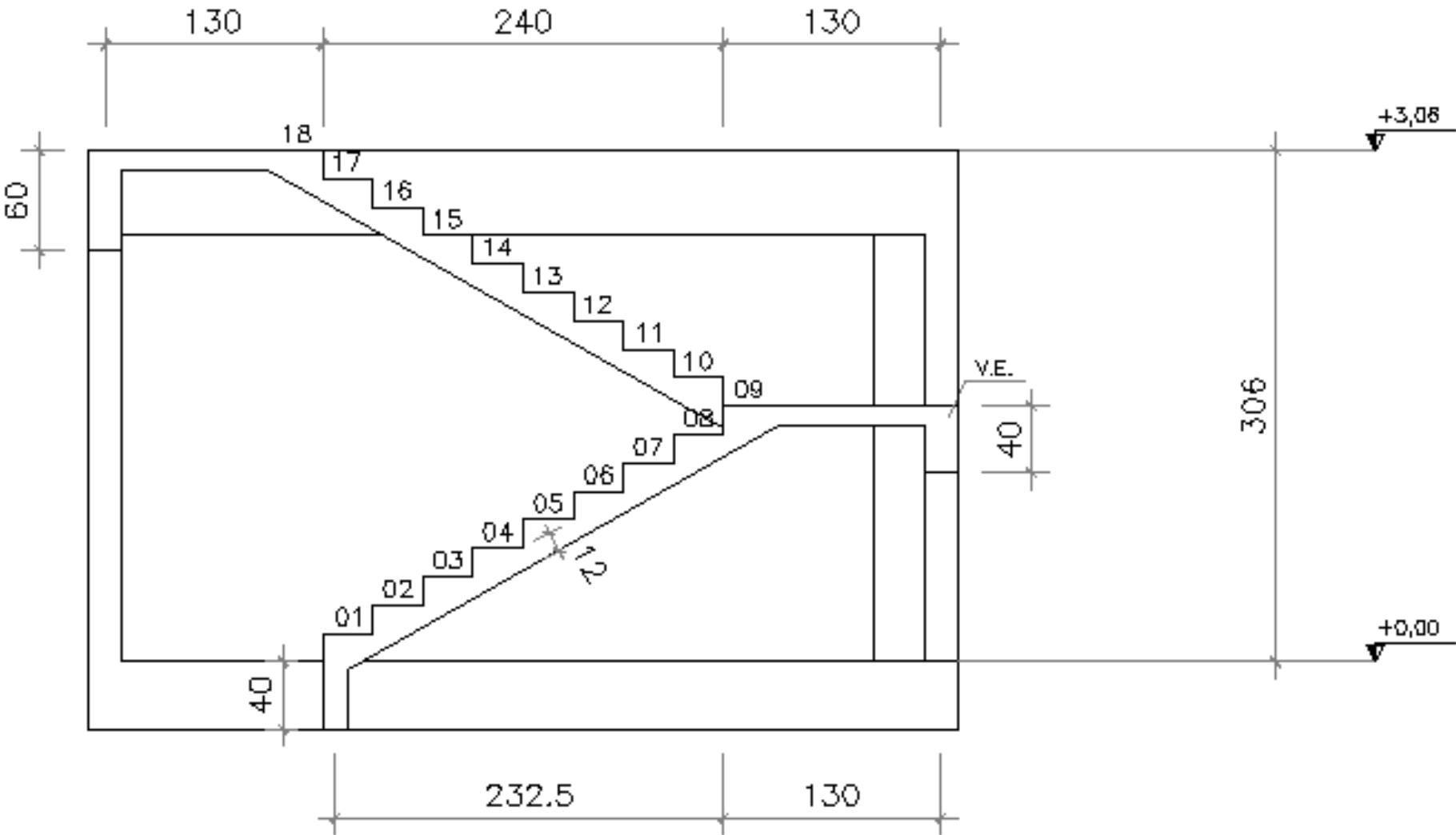
$$A_{s,ditr} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø}5.0\text{c}/18$$

Comprimento de Ancoragem

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{1,00 \cdot 43,48}{4 \cdot 0,289} = 38 \approx 40 \text{ cm}$$

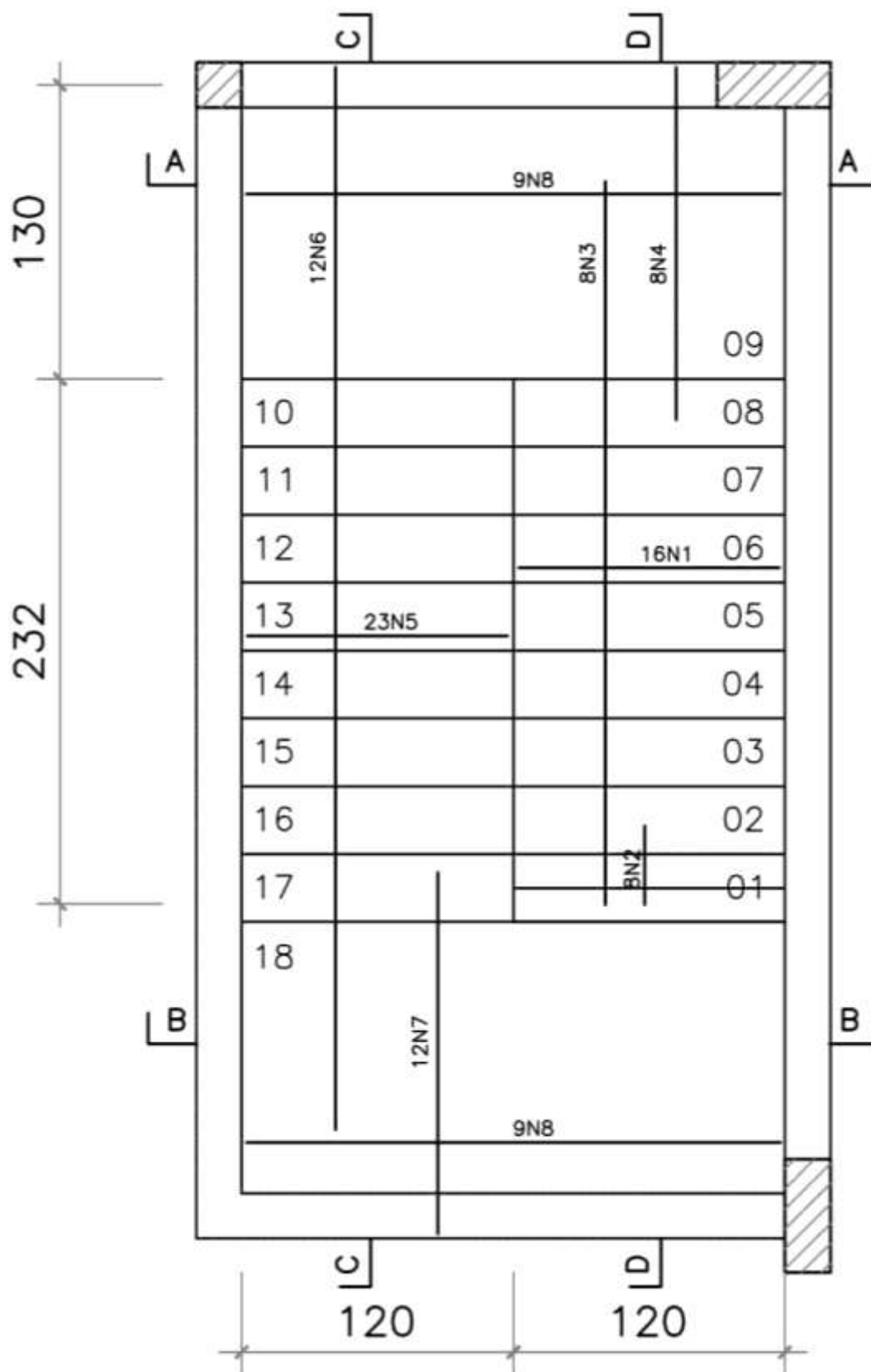
O detalhamento da escada no segundo lance em diante se encontra nas imagens a seguir.

Figura 22 – Corte Escada Primeiro Nível



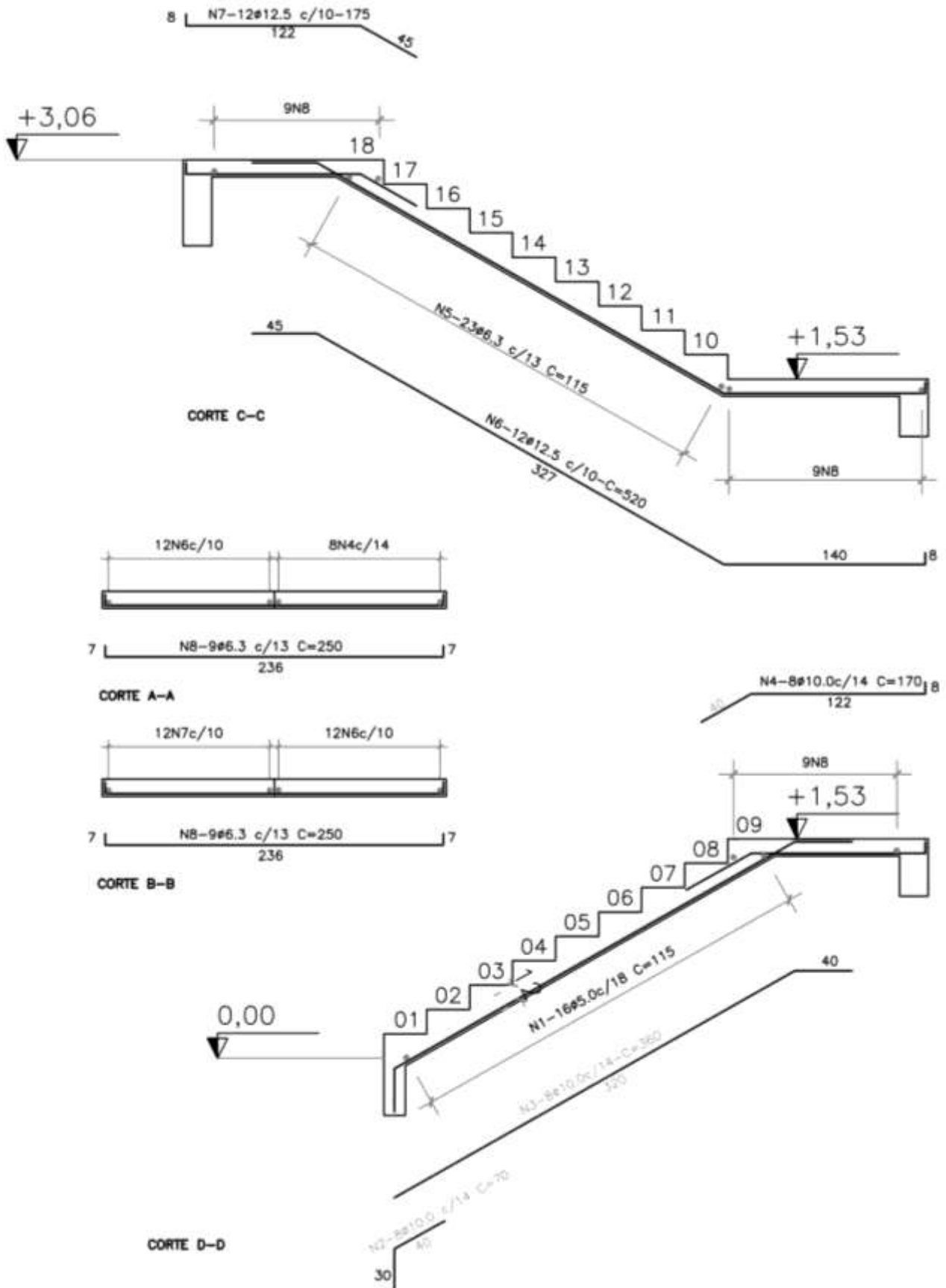
Fonte: Elaborado pelo Orientador

Figura 23 – Escada Primeiro Nível



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 24 – Corte Primeiro Nível



Fonte: Elaborado pelo Autor

5 CARREGAMENTO VIGAS E CINTAS

Para realizar os cálculos adotamos o valor da carga distribuída como sendo, o somatório do peso próprio, do peso da alvenaria e também das reações das lajes.

5.1 Pavimento Tipo

- Vigas 20/40

$$pp = 0,20 \times 0,40 \times 25 = 2,00 \text{ kN/m}$$

$$p_{alv} = 0,20(3,06 - 0,40) \times 13 = 6,92 \text{ kN/m}$$

- Vigas 20/50

$$pp = 0,20 \times 0,50 \times 25 = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$p_{alv} = 0,20(3,06 - 0,50) \times 13 = 6,66 \text{ kN/m}$$

- Vigas 20/60

$$pp = 0,20 \times 0,60 \times 25 = 3,00 \text{ kN/m}$$

$$p_{alv} = 0,20(3,06 - 0,60) \times 13 = 6,40 \text{ kN/m}$$

V100 a - 20/40

$$RL1 = 12,15 \text{ kN/m}$$

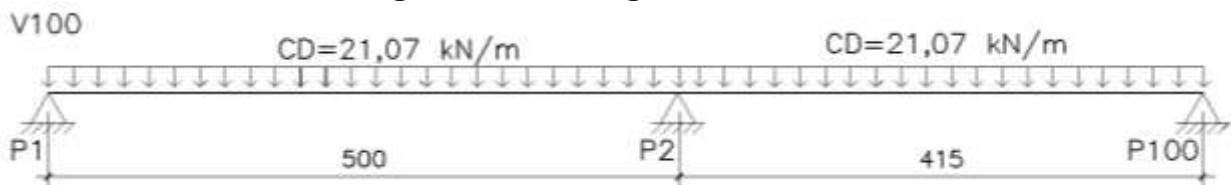
$$CD1 = 2,00 + 6,92 + 12,15 = \mathbf{21,07 \text{ kN/m}}$$

b - 20/40

$$RL1 = 12,15 \text{ kN/m}$$

$$CD1 = 2,00 + 6,92 + 12,15 = \mathbf{21,07 \text{ kN/m}}$$

Figura 25 – Carregamento V 100



Fonte: Elaborado pelo Autor

V101 a - 20/40

$$RL1 = 17,82 \text{ kN/m}; RL2 = 11,10 \text{ kN/m}$$

$$CD1 = 2,00 + 6,92 + 17,82 + 11,10 = \mathbf{37,84 \text{ kN/m}}$$

b - 20/60

$$RL1 = 17,82 \text{ kN/m}; RL3 = 10,26 \text{ kN/m}$$

$$CD2 = 3,00 + 6,40 + 17,82 + 10,26 = \mathbf{37,48 \text{ kN/m}}$$

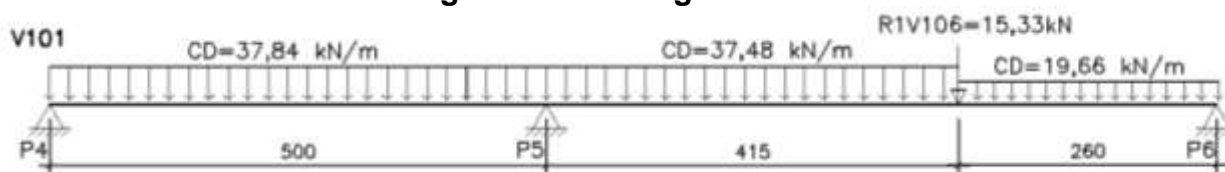
$$R1 V106_{CONCENTRADA} = \mathbf{15,33 \text{ kN}}$$

c - 20/60

$$RL3 = 10,26 \text{ kN/m}$$

$$CD3 = 3,00 + 6,40 + 10,26 = \mathbf{19,66 \text{ kN/m}}$$

Figura 26 – Carregamento V 101



Fonte: Elaborado pelo Autor

V102 a - 20/40

$$RL2 = 11,10 \text{ kN/m}; RL4 = 11,10 \text{ kN/m}$$

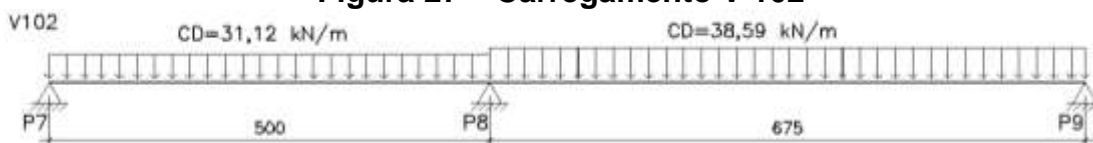
$$CD1 = 2,00 + 6,92 + 11,10 + 11,10 = \mathbf{31,12 \text{ kN/m}}$$

b - 20/60

$$RL3 = 14,99 \text{ kN/m}; RL5 = 14,20 \text{ kN/m}$$

$$CD2 = 3,00 + 6,40 + 14,99 + 14,20 = \mathbf{38,59 \text{ kN/m}}$$

Figura 27 – Carregamento V 102



Fonte: Elaborado pelo Autor

V103 a - 20/40

$$RL4 = 7,60 \text{ kN/m}$$

$$CD1 = 2,00 + 6,92 + 7,60 = \mathbf{16,52 \text{ kN/m}}$$

b - 20/60

$$RL5 = 9,57 \text{ kN/m}$$

$$CD2 = 3,00 + 6,40 + 9,57 = \mathbf{18,97 \text{ kN/m}}$$

Figura 28 – Carregamento V 103



Fonte: Elaborado pelo Autor

V104 a - 20/50

$$RL4 = 7,95 \text{ kN/m}$$

$$CD1 = 2,50 + 6,66 + 7,95 = \mathbf{17,11 \text{ kN/m}}$$

b - 20/50

$$RL2 = 8,30 \text{ kN/m}$$

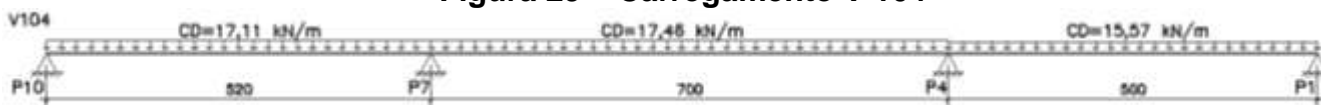
$$CD2 = 2,50 + 6,66 + 8,30 = \mathbf{17,46 \text{ kN/m}}$$

c - 20/50

$$RL1 = 6,41 \text{ kN/m}$$

$$CD3 = 2,50 + 6,66 + 6,41 = \mathbf{15,57 \text{ kN/m}}$$

Figura 29 – Carregamento V 104



Fonte: Elaborado pelo Autor

V105 a - 20/50

$$RL4 = 11,62 \text{ kN/m}; RL5 = 11,54 \text{ kN/m}$$

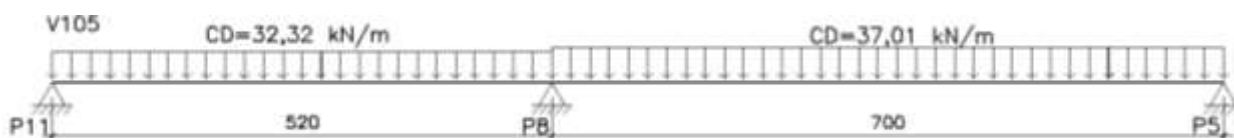
$$CD1 = 2,50 + 6,66 + 11,62 + 11,54 = \mathbf{32,32 \text{ kN/m}}$$

b - 20/50

$$RL2 = 12,15 \text{ kN/m}; RL3 = 15,70 \text{ kN/m};$$

$$CD2 = 2,50 + 6,66 + 12,15 + 15,70 = \mathbf{37,01 \text{ kN/m}}$$

Figura 30 – Carregamento V 105



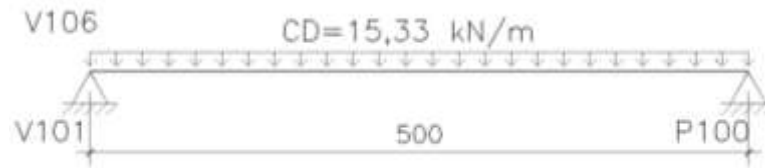
Fonte: Elaborado pelo Autor

V106 - 20/40

$$RL1 = 6,41 \text{ kN/m}$$

$$CD1 = 2,00 + 6,92 + 6,41 = \mathbf{15,33 \text{ kN/m}}$$

Figura 31 – Carregamento V 106



Fonte: Elaborado pelo Autor

V107 a - 20/50

$$RL5 = 7,90 \text{ kN/m}$$

$$CD1 = 2,50 + 6,66 + 7,90 = \mathbf{17,06 \text{ kN/m}}$$

b - 20/50

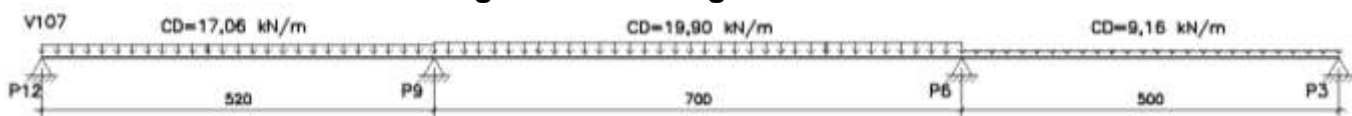
$$RL3 = 10,74 \text{ kN/m}$$

$$CD2 = 2,50 + 6,66 + 10,74 = \mathbf{19,90 \text{ kN/m}}$$

c - 20/50

$$CD3 = 2,50 + 6,66 = \mathbf{9,16 \text{ kN/m}}$$

Figura 32 – Carregamento V 107



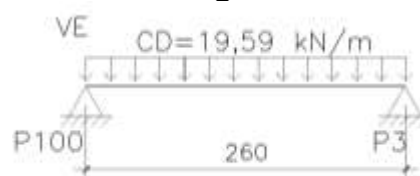
Fonte: Elaborado pelo Autor

VE - 20/40

$$p_{alv} = 0,20 \times 1,13 \times 13 = 2,94 \text{ kN/m}$$

$$CD1 = 2,00 + 2,94 + 14,65 = \mathbf{19,59 \text{ kN/m}}$$

Figura 33 – Carregamento V E



Fonte: Elaborado pelo Autor

5.2 Cobertura

- Vigas 20/40

$$pp = 0,20 \times 0,40 \times 25 = 2,00 \text{ kN/m}$$

$$p_{alv} = 0,20(1,20) \times 13 = 3,12 \text{ kN/m}$$

- Vigas 20/50

$$pp = 0,20 \times 0,50 \times 25 = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$p_{alv} = 0,20(1,20) \times 13 = 3,12 \text{ kN/m}$$

- Vigas 20/60

$$pp = 0,20 \times 0,60 \times 25 = 3,00 \text{ kN/m}$$

$$p_{alv} = 0,20(1,20) \times 13 = 3,12 \text{ kN/m}$$

V400 a - 20/40

$$RL1 = 10,95 \text{ kN/m}$$

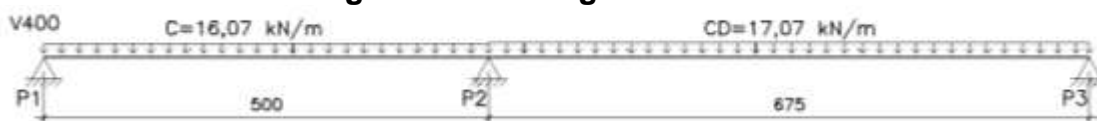
$$CD1 = 2,00 + 3,12 + 10,95 = 16,07 \text{ kN/m}$$

b - 20/60

$$RL1 = 10,95 \text{ kN/m}$$

$$CD2 = 3,00 + 3,12 + 10,95 = 17,07 \text{ kN/m}$$

Figura 34 – Carregamento V 400



Fonte: Elaborado pelo Autor

V401 a - 20/40

$$RL1 = 15,63 \text{ kN/m}; RL2 = 7,93 \text{ kN/m}$$

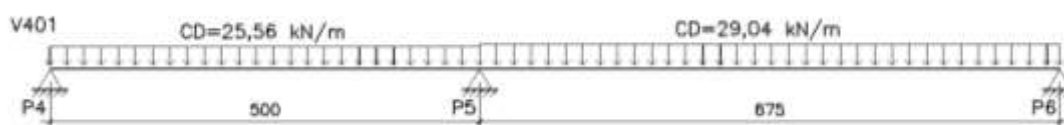
$$CD1 = 2,00 + 15,63 + 7,93 = 25,56 \text{ kN/m}$$

b - 20/60

$$RL1 = 15,63 \text{ kN/m}; RL3 = 10,41 \text{ kN/m}$$

$$CD2 = 3,00 + 15,63 + 10,41 = 29,04 \text{ kN/m}$$

Figura 35 – Carregamento V 401



Fonte: Elaborado pelo Autor

V402 a - 20/40

$$RL2 = 7,93 \text{ kN/m}; RL4 = 7,93 \text{ kN/m}$$

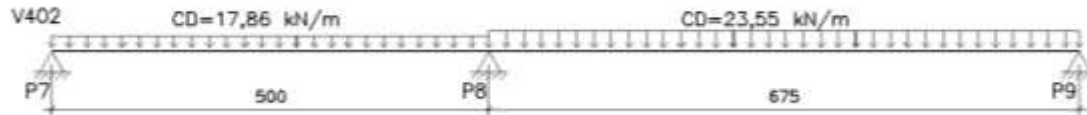
$$CD1 = 2,00 + 7,93 + 7,93 = 17,86 \text{ kN/m}$$

b - 20/60

$$RL3 = 10,41 \text{ kN/m}; RL5 = 10,14 \text{ kN/m}$$

$$CD2 = 3,00 + 10,41 + 10,14 = 23,55 \text{ kN/m}$$

Figura 36 – Carregamento V 402



Fonte: Elaborado pelo Autor

V403 a - 20/40

$$RL4 = 5,43 \text{ kN/m}$$

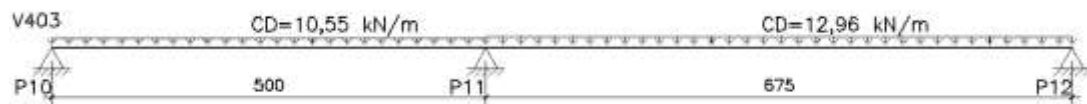
$$CD1 = 2,00 + 3,12 + 5,43 = 10,55 \text{ kN/m}$$

b - 20/60

$$RL5 = 6,84 \text{ kN/m}$$

$$CD2 = 3,00 + 3,12 + 6,84 = 12,96 \text{ kN/m}$$

Figura 37 – Carregamento V 403



Fonte: Elaborado pelo Autor

V404 a - 20/50

$$RL4 = 5,68 \text{ kN/m}$$

$$CD1 = 2,50 + 3,12 + 5,68 = 11,30 \text{ kN/m}$$

b - 20/50

$$RL2 = 5,93 \text{ kN/m}$$

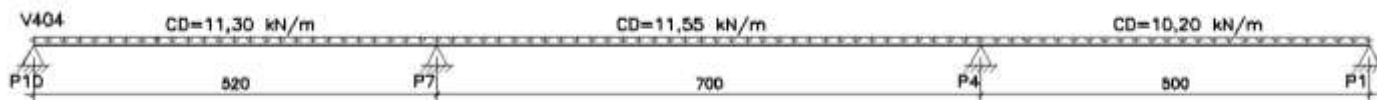
$$CD2 = 2,50 + 3,12 + 5,93 = 11,55 \text{ kN/m}$$

c - 20/50

$$RL1 = 4,58 \text{ kN/m}$$

$$CD3 = 2,50 + 3,12 + 4,58 = 10,20 \text{ kN/m}$$

Figura 38 – Carregamento V 404



Fonte: Elaborado pelo Autor

V405 a - 20/50

$$RL4 = 8,30 \text{ kN/m}; RL5 = 8,24 \text{ kN/m}$$

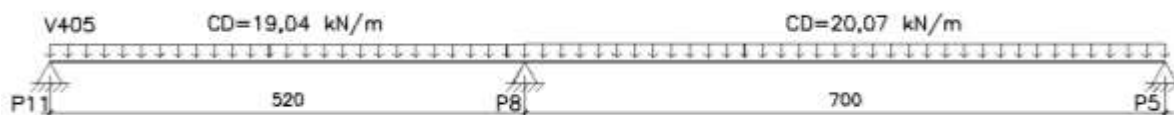
$$CD1 = 2,50 + 8,30 + 8,24 = \mathbf{19,04 \text{ kN/m}}$$

b - 20/50

$$RL2 = 8,68 \text{ kN/m}; RL3 = 8,89 \text{ kN/m};$$

$$CD2 = 2,50 + 8,68 + 8,89 = \mathbf{20,07 \text{ kN/m}}$$

Figura 39 – Carregamento V 405



Fonte: Elaborado pelo Autor

V406 a - 20/50

$$RL5 = 5,64 \text{ kN/m}$$

$$CD1 = 2,50 + 3,12 + 5,64 = \mathbf{11,26 \text{ kN/m}}$$

b - 20/50

$$RL3 = 6,05 \text{ kN/m}$$

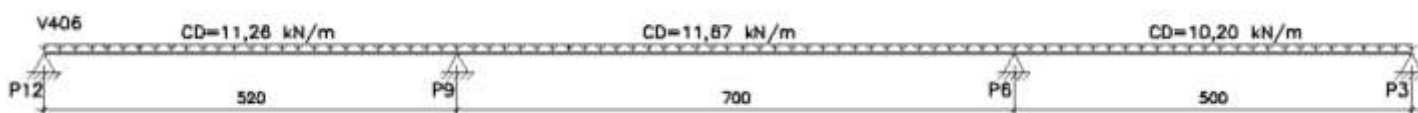
$$CD2 = 2,50 + 3,12 + 6,05 = \mathbf{11,67 \text{ kN/m}}$$

c - 20/50

$$RL1 = 4,58 \text{ kN/m}$$

$$CD3 = 2,50 + 3,12 + 4,58 = \mathbf{10,20 \text{ kN/m}}$$

Figura 40 – Carregamento V 406



Fonte: Elaborado pelo Autor

5.3 Cintas

- Cintas 15/40

$$pp = 0,15 \times 0,40 \times 25 = 1,50 \text{ kN/m}$$

$$p_{alv} = 0,15(3,06 - 0,40) \times 13 = 5,19 \text{ kN/m}$$

- Cintas 20/40

$$pp = 0,20 \times 0,40 \times 25 = 2,00 \text{ kN/m}$$

$$p_{alv} = 0,20(3,06 - 0,40) \times 13 = 6,92 \text{ kN/m}$$

- Cintas 20/50

$$pp = 0,20 \times 0,50 \times 25 = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$p_{alv} = 0,20(3,06 - 0,50) \times 13 = 6,66 \text{ kN/m}$$

C1 a - 20/40

$$CD1 = 2,00 + 6,92 = 8,92 \text{ kN/m}$$

b - 20/60

$$CD2 = 3,00 + 6,66 = 9,66 \text{ kN/m}$$

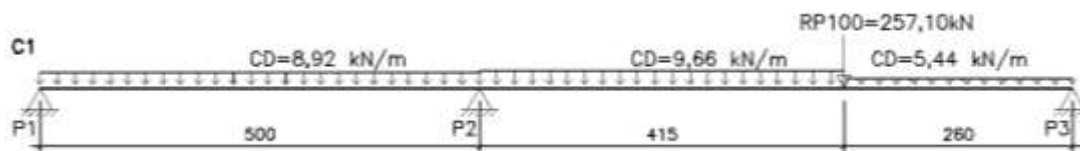
$$R P100_{CONCENTRADA} = 257,10 \text{ kN}$$

c - 20/50

$$p_{alv} = 0,20 \times 1,13 \times 13 = 2,94 \text{ kN/m}$$

$$CD2 = 2,50 + 2,94 = 5,44 \text{ kN/m}$$

Figura 41 – Carregamento C 1



Fonte: Elaborado pelo Autor

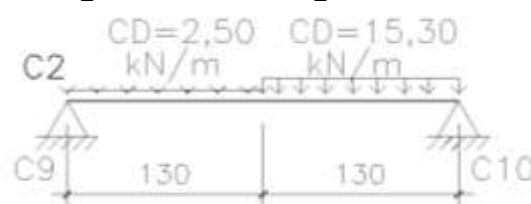
C2 a - 15/40

$$CD1 = 1,50 + 1,00 = 2,50 \text{ kN/m}$$

b – 15/40

$$CD2 = 1,50 + 13,80 = 15,30 \text{ kN/m}$$

Figura 42 – Carregamento C 2



Fonte: Elaborado pelo Autor

C3 a - 20/40

$$CD1 = 2,00 + 6,92 = \mathbf{8,92\ kN/m}$$

b - 20/50

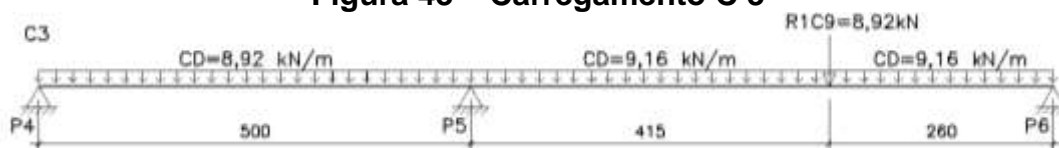
$$CD2 = 2,50 + 6,66 = \mathbf{9,16\ kN/m}$$

$$R1\ C9_{CONCENTRADA} = \mathbf{8,92\ kN}$$

c - 20/50

$$CD2 = 2,50 + 6,66 = \mathbf{9,16\ kN/m}$$

Figura 43 – Carregamento C 3



Fonte: Elaborado pelo Autor

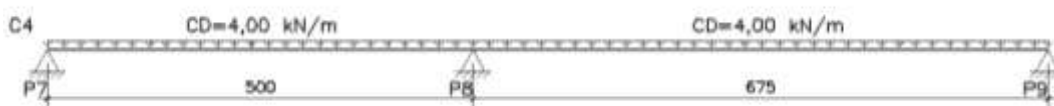
C4 a - 20/40

$$CD1 = 2,00 + 2,00 = \mathbf{4,00\ kN/m}$$

b - 20/40

$$CD1 = 2,00 + 2,00 = \mathbf{4,00\ kN/m}$$

Figura 44 – Carregamento C 4



Fonte: Elaborado pelo Autor

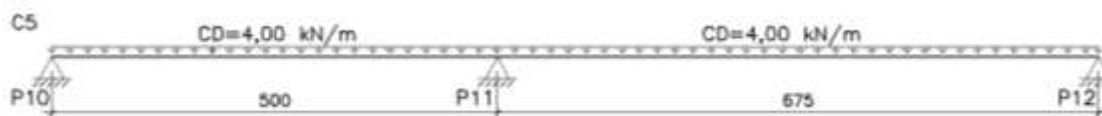
C5 a - 20/40

$$CD1 = 2,00 + 2,00 = \mathbf{4,00\ kN/m}$$

b - 20/40

$$CD1 = 2,00 + 2,00 = \mathbf{4,00\ kN/m}$$

Figura 45 – Carregamento C 5



Fonte: Elaborado pelo Autor

C6 a - 20/40

$$CD1 = 2,00 + 2,00 = 4,00 \text{ kN/m}$$

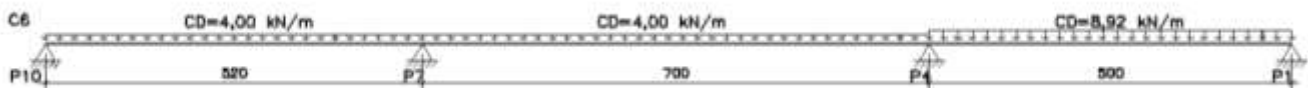
b - 20/40

$$CD1 = 2,00 + 2,00 = 4,00 \text{ kN/m}$$

c - 20/40

$$CD2 = 2,00 + 6,92 = 8,92 \text{ kN/m}$$

Figura 46 – Carregamento C 6



Fonte: Elaborado pelo Autor

C7 a - 20/40

$$CD1 = 2,00 + 2,00 = 4,00 \text{ kN/m}$$

Figura 47 – Carregamento C 7

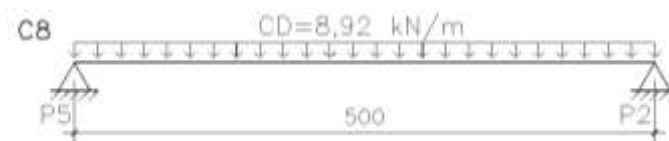


Fonte: Elaborado pelo Autor

C8 a - 20/40

$$CD1 = 2,00 + 6,92 = 8,92 \text{ kN/m}$$

Figura 48 – Carregamento C 8



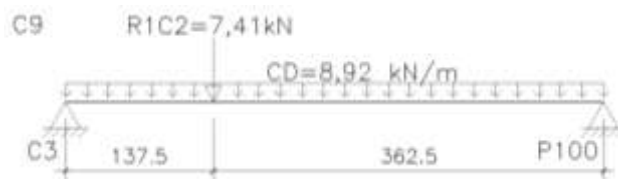
Fonte: Elaborado pelo Autor

C9 a - 20/40

$$CD1 = 2,00 + 6,92 = 8,92 \text{ kN/m}$$

$$R1 \ C2_{CONCENTRADA} = 7,41 \text{ kN}$$

Figura 49 – Carregamento C 9



Fonte: Elaborado pelo Autor

C10 a - 20/40

$$CD1 = 2,00 + 2,00 = 4,00 \text{ kN/m}$$

b - 20/40

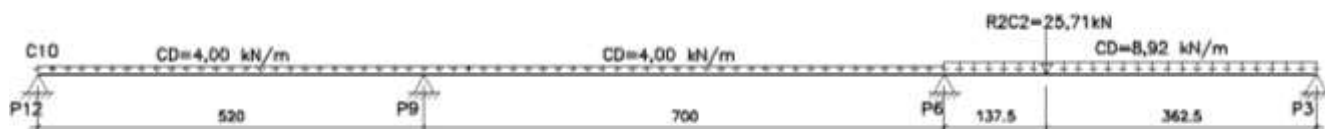
$$CD1 = 2,00 + 2,00 = 4,00 \text{ kN/m}$$

c - 20/40

$$CD2 = 2,00 + 6,92 = 8,92 \text{ kN/m}$$

$$R2C2_{CONCENTRADA} = 25,71 \text{ kN}$$

Figura 50 – Carregamento C 10

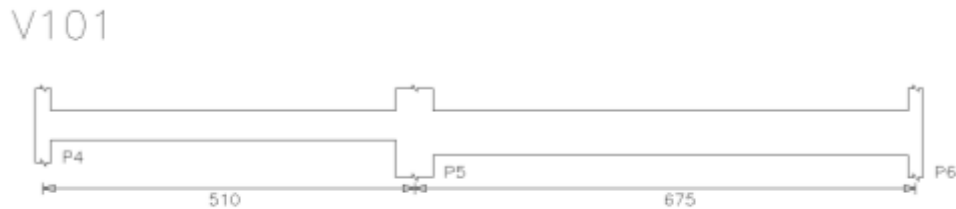


Fonte: Elaborado pelo Autor

6 DIMENSIONAMENTO VIGA V101

A viga dimensionada será a seguinte:

Figura 51 -V101



Fonte: Elaborado pelo Autor

De acordo com os dados obtidos no carregamento da V101, o dimensionamento será obtido à flexão e ao cisalhamento, além da verificação da abertura de fissura e da deformação máxima.

6.1 Dimensionamento e Verificação

Para realizar os cálculos foram estipulados os seguintes dados:

$$f_{ck} = 25MPa$$

Seção 20/40

Seção 20/60

Fissuração $w_k = 0,30mm$

Pilares P4 e P6 20x50

Pilar P5 50x20

a) Deformação

Nesse item será calculado o valor da flecha total e comparada com o da flecha admissível, onde:

Flecha inicial $\rightarrow f_i = \text{dados retirados do Ftool}$

$$f_{total} = 2,46 \cdot f_i$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} \rightarrow \text{vão}$$

b) Dimensionamento à Flexão

Em relação ao cálculo da armadura de flexão e também ao cisalhamento, podem-se determinar alguns valores e estender esses resultados para todas as vigas, pois as mesmas possuem seções e resistências iguais. Sendo eles:

$$f_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{2,5}{1,4} = 1,518 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c = 0,15\% \cdot 20 \cdot 40 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c = 0,15\% \cdot 20 \cdot 60 = 1,80 \text{ cm}^2$$

No qual serão calculados os valores de k e A_s para determinar a armação de flexão. Onde:

$$k = \frac{M_d}{f_c \cdot b \cdot d} \rightarrow \text{sendo} \begin{cases} k \leq 0,295 \rightarrow \text{armação simples} \\ k > 0,295 \rightarrow \text{armação dupla} \end{cases}$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \rightarrow \begin{cases} A_{s1} = \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot k'}) \\ A_{s2} = \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{(k - k')}{(1 - \frac{d'}{d})} \end{cases}$$

c) Fissuração

Para verificar à fissuração a exigência adotada foi $w_k = 0,30\text{mm}$. Como o CA utilizado é o CA50 o coeficiente de conformação é $\eta_1 = 2,25$. O módulo de elasticidade $E_{si} = 21000 \text{ kN/cm}^2$. Resistência média à tração do concreto:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 0,256 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yd}}{\gamma_f} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{se}} = \frac{43,48}{1,4} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{se}}$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cr}}$$

Para o cálculo serão descritas duas equações, sendo que é necessário passar em ao menos uma das duas, para facilitar a operação começaremos sempre pela segunda equação.

Primeira equação:

$$w = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

Segunda equação:

$$w = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

d) Dimensionamento ao Cisalhamento

O modelo utilizado para o cálculo ao cisalhamento foi o Modelo I, o mesmo foi dividido em seis partes, sendo:

Primeira: Verificação do Concreto;

Segunda: Cálculo da Armadura, sendo Máxima e Mínima;

Terceira: Espaçamento Máximo entre os Estribos;

Quarta: Escolha dos Estribos;

Quinta: Cálculo do Cortante Correspondente;

Sexta: Número de Estribos.

Para o modelo utilizado no cálculo ao cisalhamento, a verificação do concreto se caracteriza pelos seguintes cálculos:

$$\tau_{wd}(\text{solicitado}) \leq \tau_{wd2}(\text{resistente})$$

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

$$\tau_{wd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0,27 \cdot 0,90 \cdot \frac{2,5}{1,4} = 0,434 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{wd2} \leq 0,434$$

De modo que se deve calcular τ_{wd} e verificar a veracidade da equação acima.

$$\tau_{wd} = \frac{1,4 \cdot V_s}{b_w \cdot d}$$

Em relação ao cálculo da armadura:

Armação Mínima:

$$\rho_{w,mín} = 0,012 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,012 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 0,1026$$

$$A_{s,mín} = \rho_{w,mín} \cdot b_w = 0,1026 \cdot 20 = 2,05 \text{ cm}^2/m$$

Armação Máxima:

$$\tau_{c0} = 0,09 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,09 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 0,077 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{s,red} = V_s - q \frac{(c + d)}{2}$$

$$\tau_{wd,red} = \frac{1,4V_{s,red}}{b_w \cdot d}$$

$$p_w = 100 \left(\frac{\tau_{wd,red} - \tau_{c0}}{39,15} \right)$$

$$A_{sw} = p_w \cdot b_w$$

V101 a - 20/40

$$CD1 = 37,84 \text{ kN/m}$$

b - 20/60

$$CD2 = 37,48 \text{ kN/m}$$

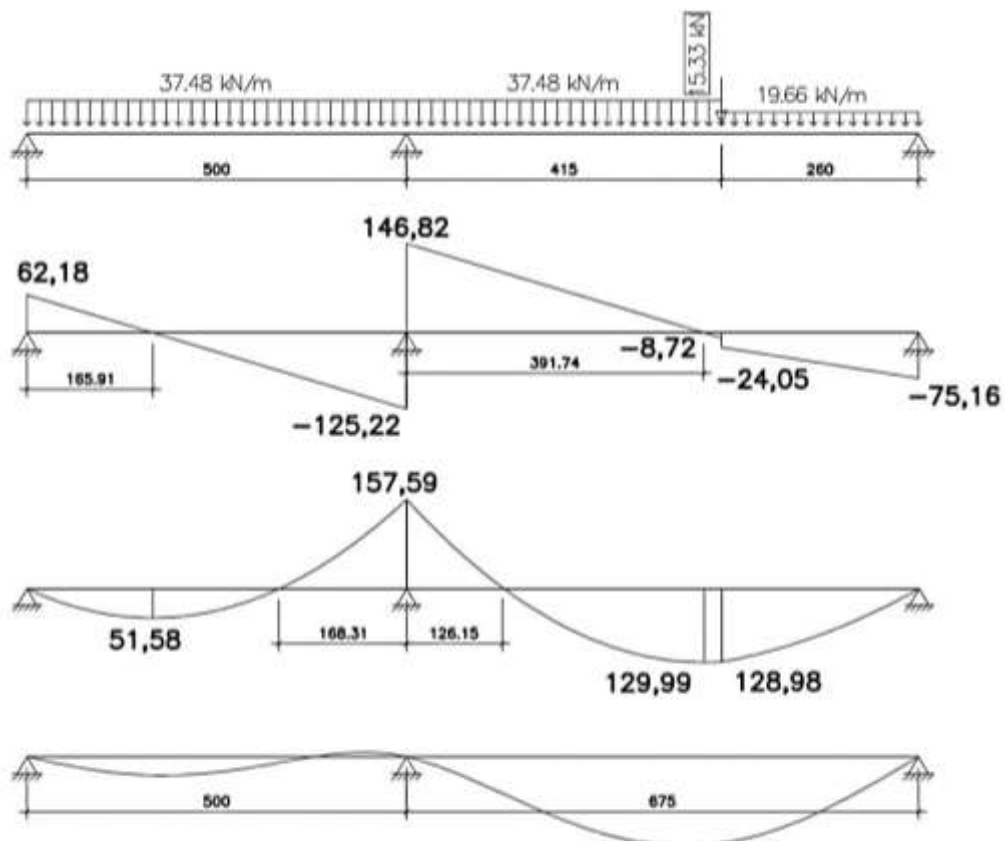
$$R1 V106_{CONCENTRADA} = 15,33 \text{ kN}$$

c - 20/60

$$CD3 = 19,66 \text{ kN/m}$$

Aplicando os dados obtidos no Ftool, temos:

Figura 52 - Viga V101 (Carregamento , v(kN), M(kN.m) e Deformação)



Fonte: Extraída do Programa Ftool

6.1.1 Deformação

Com os dados extraídos do Ftool, temos no ponto de maior deformação:

$$y = -220,40$$

Deformed factor: 1000

$$f_i = \frac{220,40}{1000} = 0,2204cm$$

$$f_{total} = 2,46 \cdot 0,2204 = 0,54cm$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{675}{300} = 2,25 cm$$

$$f_{total} < f_{adm} \rightarrow OK!$$

6.1.2 Flexão

Momento kN.m	k	A_{s1} cm ²	A_{s2} cm ²	A_s e A'_s cm ²	Ferragem	A_{se} cm ²
51,58	$\frac{1,4.51,58.100}{1,518.20.36^2}$ = 0,183	$\frac{1,518.20.36}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2.0,183})$ = 5,13	-	$A_s = 5,13 + 0,00$ = 5,13 $A'_s = 0,00$	$A_s = 3\phi 16,0$	6,03
157,59	$\frac{1,4.157,59.100}{1,518.20.36^2}$ = 0,561	$\frac{1,518.20.36}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2.0,295})$ = 9,04	$\frac{1,518.20.36}{43,48} \cdot \frac{(0,561 - 0,295)}{1 - \frac{4}{36}}$ = 7,52	$A_s = 9,04 + 7,52$ = 16,56 $A'_s = 7,52$	$A_s = 6\phi 20,0$ $A'_s = 4\phi 16,0$	18,85 8,04
129,99	$\frac{1,4.129,99.100}{1,518.20.56^2}$ = 0,191	$\frac{1,518.20.56}{43,48} (1 - \sqrt{1 - 2.0,191})$ = 8,36	-	$A_s = 8,36 + 0,00$ = 8,36 $A'_s = 0,00$	$A_s = 5\phi 16,0$	10,05

6.1.3 Fissuração

$$\phi_i = 16,0mm$$

$$\sigma_{si} = \frac{43,48}{1,4} \cdot \frac{5,13}{6,03} = 26,42 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_{ri} = \frac{6,03}{20,16} = 0,01884$$

Segunda equação:

$$w = \frac{16}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{26,42}{21000} \cdot \left(\frac{4}{0,01884} + 45 \right) = 0,18mm < 0,30mm \rightarrow OK!$$

$$\phi_i = 20,0mm$$

$$\sigma_{si} = \frac{43,48}{1,4} \cdot \frac{16,56}{18,85} = 27,28 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_{ri} = \frac{18,85}{20,20} = 0,04645$$

Segunda equação:

$$w = \frac{20}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{27,28}{21000} \cdot \left(\frac{4}{0,04645} + 45 \right) = 0,12mm < 0,30mm \rightarrow OK!$$

$$\phi_i = 16,0mm$$

$$\sigma_{si} = \frac{43,48}{1,4} \cdot \frac{7,52}{8,04} = 29,05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_{ri} = \frac{8,04}{20,16} = 0,02513$$

Segunda equação:

$$w = \frac{16}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{29,05}{21000} \cdot \left(\frac{4}{0,02513} + 45 \right) = 0,16mm < 0,30mm \rightarrow OK!$$

$$\phi_i = 16,0mm$$

$$\sigma_{si} = \frac{43,48}{1,4} \cdot \frac{8,36}{10,05} = 25,83 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_{ri} = \frac{10,05}{20,16} = 0,03141$$

Segunda equação:

$$w = \frac{16}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{25,83}{21000} \cdot \left(\frac{4}{0,03141} + 45 \right) = 0,12 \text{ mm} < 0,30 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

6.1.4 Cisalhamento

Dimensionamento ao Cisalhamento – Modelo I

- Viga 20x40

a1) Verificação do Concreto

$$\tau_{wd} = \frac{V_{sd}}{b_w \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 125,22}{20 \cdot 36} = 0,243 \text{ kN/cm}^2$$

Como **0,285 < 0,434** a biela comprimida de concreto não romperá.

a2) Cálculo da Armadura

$$V_{s,red} = 125,22 - 37,48 \frac{(0,2 + 0,36)}{2} = 114,73 \text{ kN}$$

$$\tau_{wd,red} = \frac{1,4 \cdot 114,73}{20 \cdot 36} = 0,223 \text{ kN/cm}^2$$

$$p_w = 100 \left(\frac{0,223 - 0,077}{39,15} \right) = 0,373$$

$$A_{sw} = 0,373 \cdot 20 = 7,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

a3) Espaçamento Máximo entre os Estribos

$$\frac{\tau_{wd}}{\tau_{wd2}} = \frac{0,223}{0,434} = 0,51 \leq 0,67 \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 36 = 21,6 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq 21 \text{ cm}$$

a4) Escolha dos Estribos

Tipo	cm ² /m x perna	Armação
Máxima	$\frac{A_{sw}}{2} = \frac{7,46}{2} = 3,73$	ø8.0c/13
Mínima	$\frac{A_{s,min}}{2} = \frac{2,05}{2} = 1,03$	ø5.0/19

a5) Cálculo do Cortante Correspondente

$$V_{Corresp} = \frac{\left(\frac{\rho_{w,min} \cdot 39,15}{100} + \tau_{co} \right) \cdot b_w \cdot d}{1,4}$$

$$V_{Corresp} = \frac{\left(\frac{0,103 \cdot 39,15}{100} + 0,077\right) \cdot 20,36}{1,4} = 60,34 \text{ kN}$$

Resumo

$V > 60,34 \text{ kN}$ usar $\phi 8.0c/13$

$V \leq 60,34 \text{ kN}$ usar $\phi 5.0/19$

- Viga 20x60

b1) Verificação do Concreto

$$\tau_{wd} = \frac{V_{sd}}{b_w \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 146,52}{20,56} = 0,183 \text{ kN/cm}^2$$

Como $0,183 < 0,434$ a biela comprimida de concreto não romperá.

b2) Cálculo da Armadura

$$V_{s,red} = 146,52 - 37,48 \frac{(0,2 + 0,56)}{2} = 132,28 \text{ kN}$$

$$\tau_{wd,red} = \frac{1,4 \cdot 132,28}{20,56} = 0,165 \text{ kN/cm}^2$$

$$p_w = 100 \left(\frac{0,165 - 0,077}{39,15} \right) = 0,225$$

$$A_{sw} = 0,225 \cdot 20 = 4,5 \text{ cm}^2/m$$

b3) Armadura de pele

$$0,10\% \cdot A_{c,alma}$$

$$0,10\% \cdot 20 \cdot 60 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{lado}$$

3 ϕ 8.0

$$\text{espaçamento: } d/3 = 56/3 = 18 \text{ cm}$$

b4) Espaçamento Máximo entre os Estribos

$$\frac{\tau_{wd}}{\tau_{wd2}} = \frac{0,165}{0,434} = 0,38 \leq 0,67 \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 56 = 33 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq 30 \text{ cm}$$

b5) Escolha dos Estribos

Tipo	cm ² /m x perna	Armação
Máxima	$\frac{A_{sw}}{2} = \frac{4,5}{2} = 2,25$	$\phi 6.3c/13$

Mínima	$\frac{A_{s,min}}{2} = \frac{2,05}{2} = 1,03$	$\phi 5.0/19$
--------	---	---------------

b6) Cálculo do Cortante Correspondente

$$V_{Corresp} = \frac{\left(\frac{\rho_{w,min} \cdot 39,15}{100} + \tau_{co} \right) \cdot b_w \cdot d}{1,4}$$

$$V_{Corresp} = \frac{\left(\frac{0,103 \cdot 39,15}{100} + 0,077 \right) \cdot 20.56}{1,4} = 93,86 \text{ kN}$$

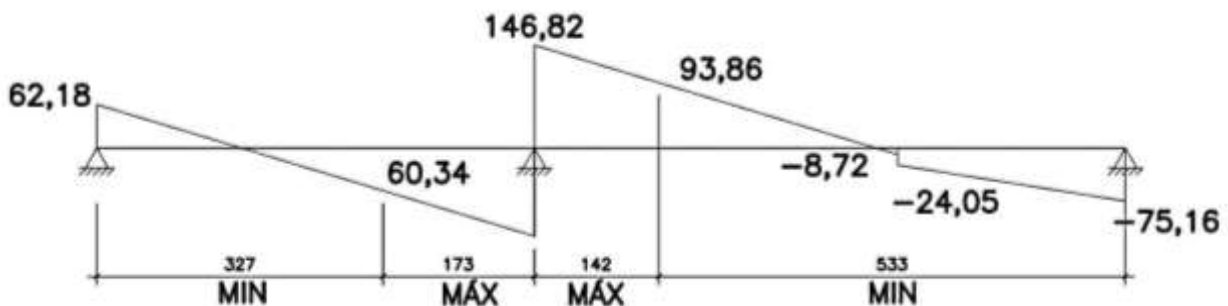
Resumo

$V > 93,86 \text{ kN}$ usar $\phi 6.3c/13$

$V \leq 93,86 \text{ kN}$ usar $\phi 5.0/19$

c) Número de Estribos

Figura 53 - Estribos



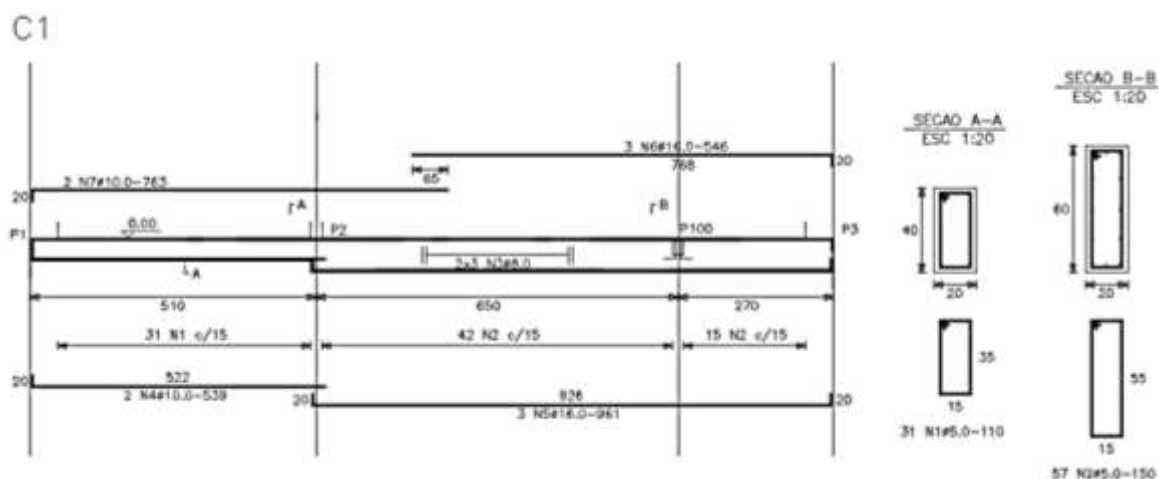
Fonte: Elaborado pelo Autor

Podemos observar o detalhamento no item 7 V101, figura 65.

7 DIMENSIONAMENTO VIGAS PROVIGA

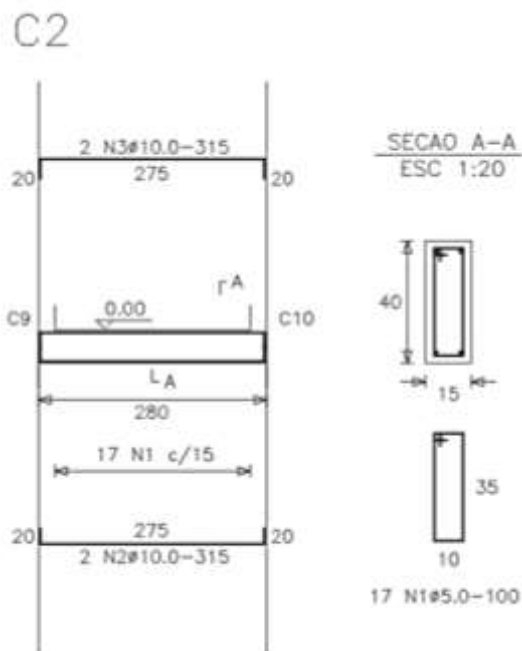
O Dimensionamento das cintas e vigas foi elabora no programa ProViga 2.53 Plus da AltoQi Tecnologia em Informática. Como resultado da realização do projeto, podemos observar nas figuras a seguir o detalhamento das estruturas.

Figura 54 - C 1



Fonte: Elaborado pelo Autor

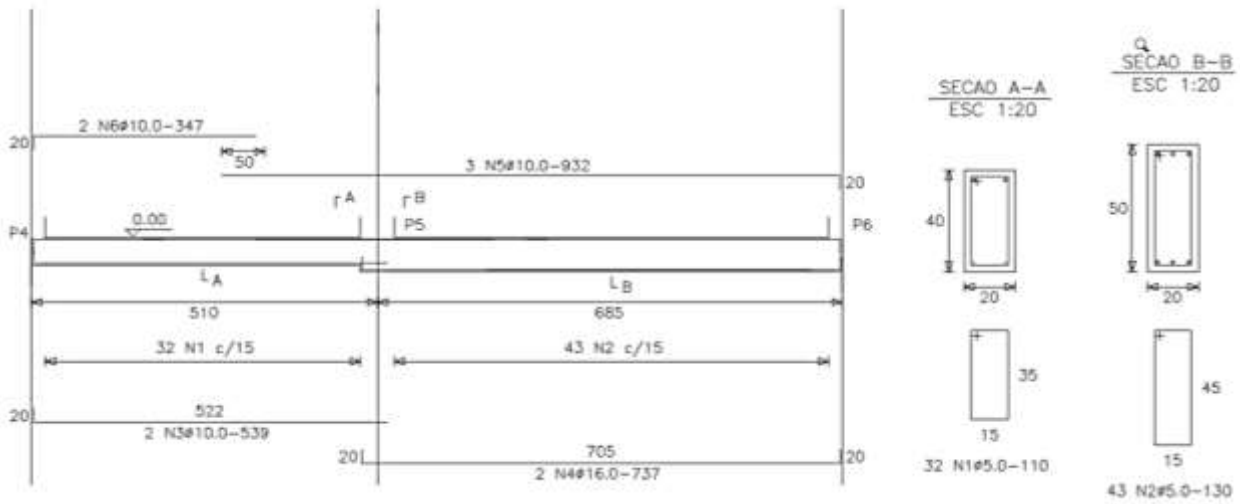
Figura 55 - C 2



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 56 - C 3

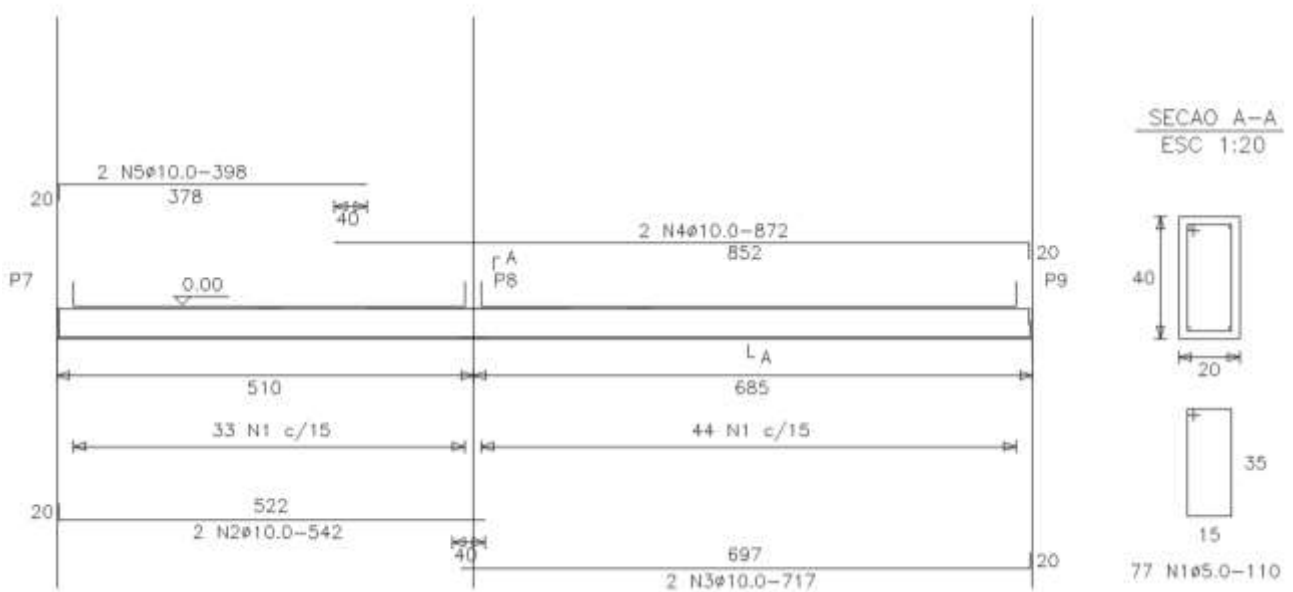
C3



Fonte: Elaborado pelo Autor

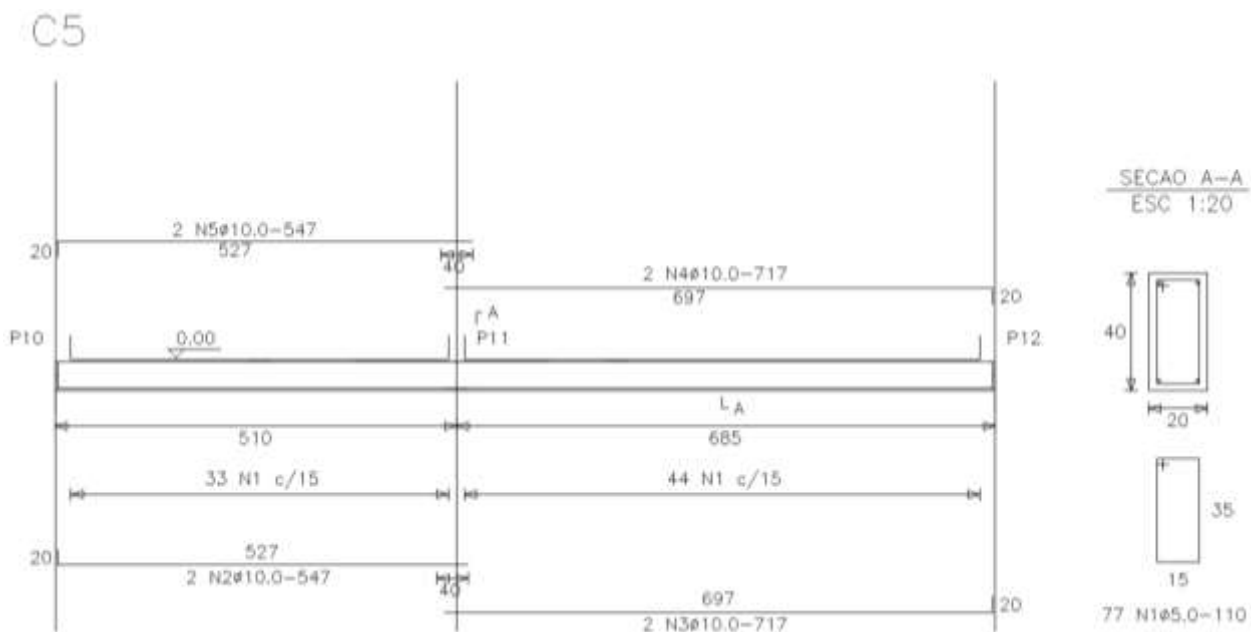
Figura 57 - C 4

C4



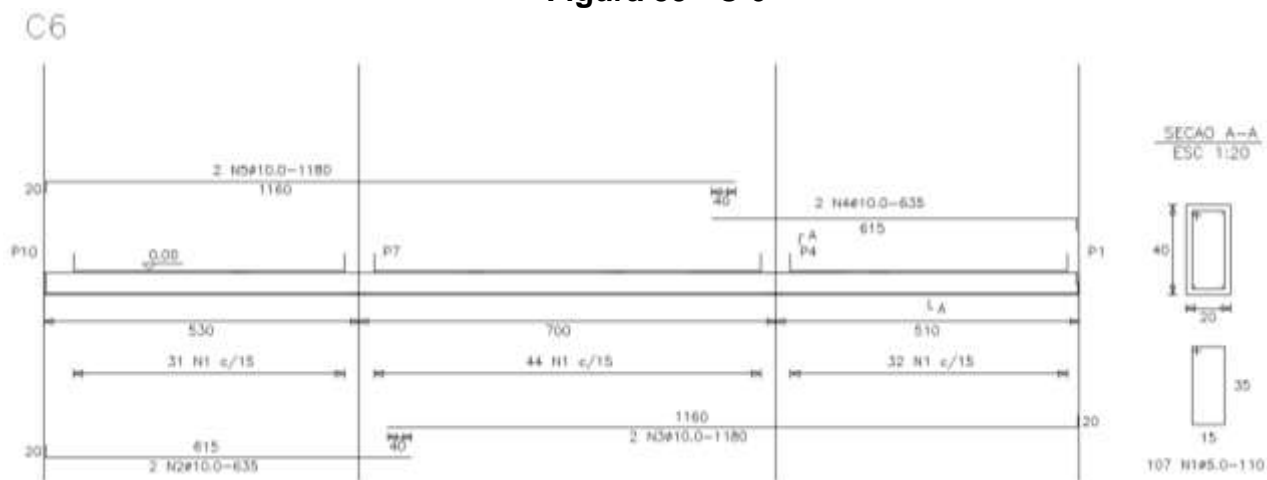
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 58 - C 5



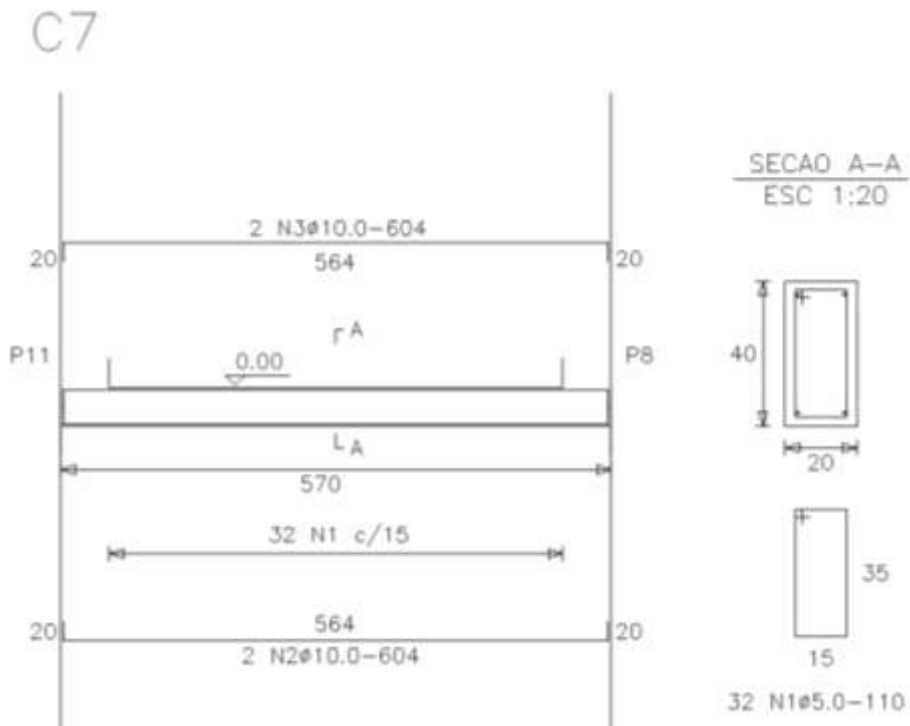
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 59 - C 6



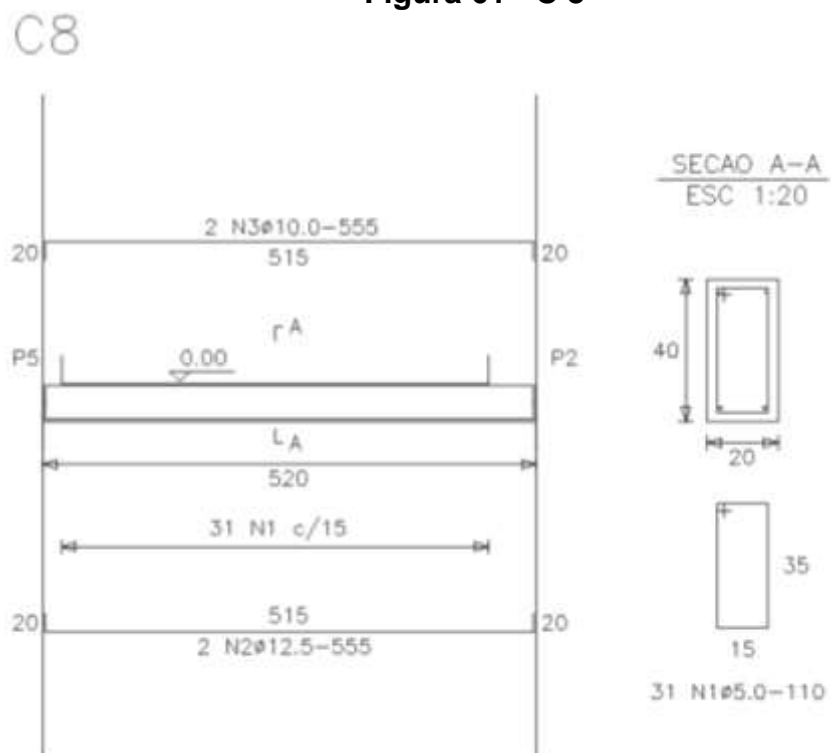
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 60 - C 7



Fonte: Elaborado pelo Autor

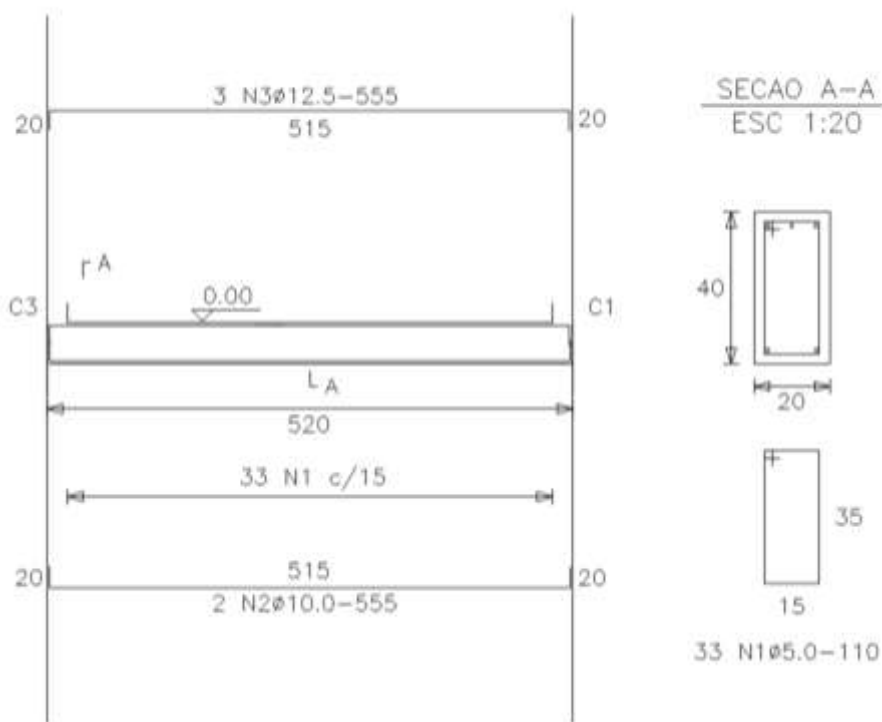
Figura 61 - C 8



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 62 - C 9

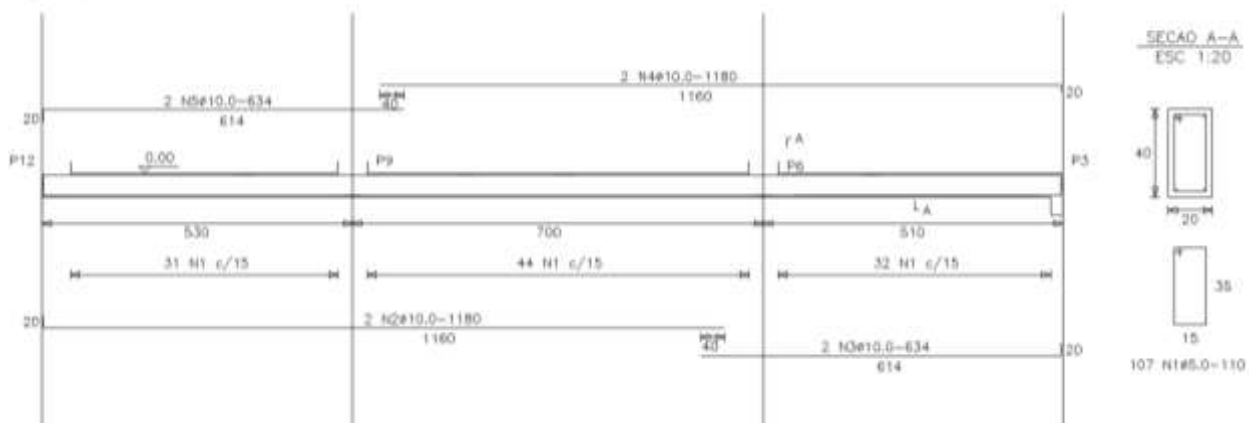
C9



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 63 - C 10

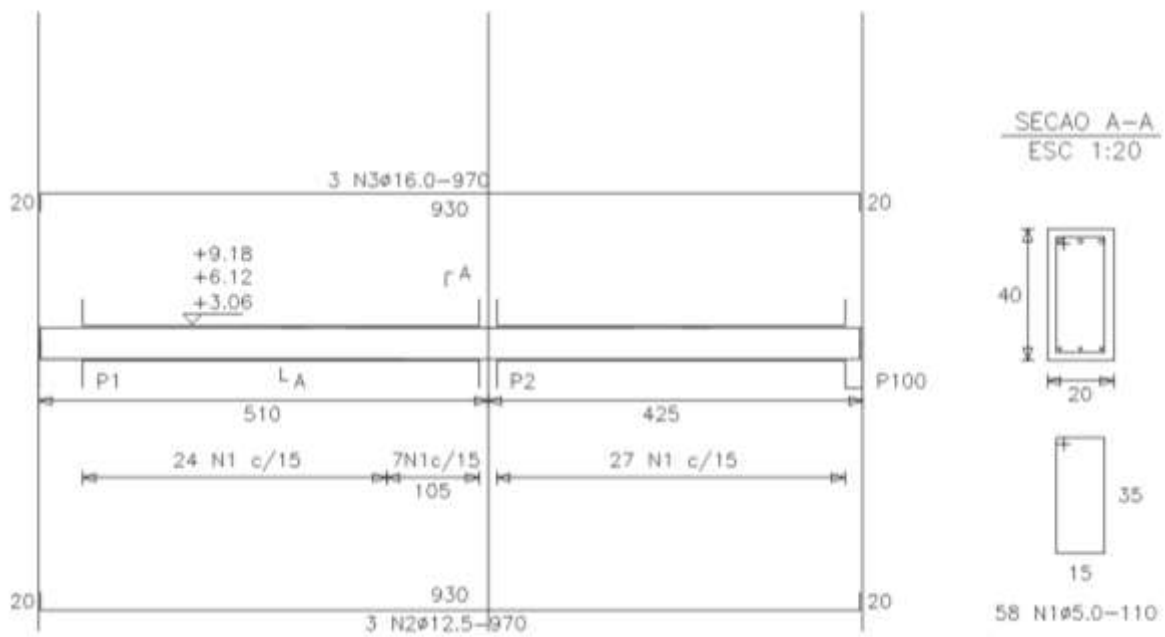
C10



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 64 - V 100

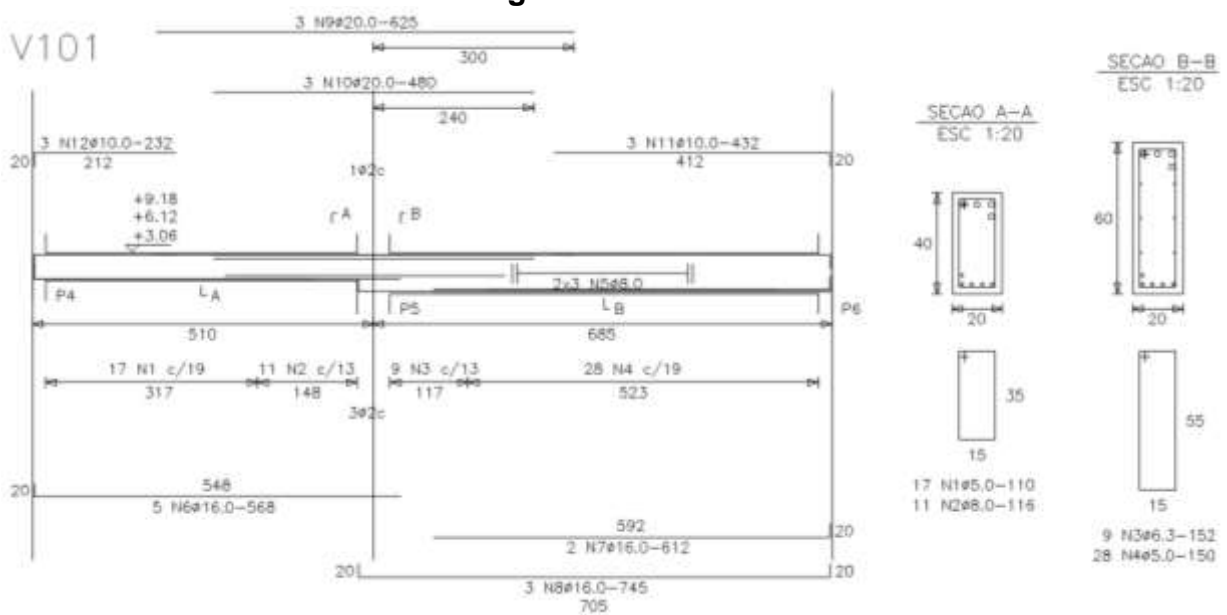
V100



Fonte: Elaborado pelo Autor

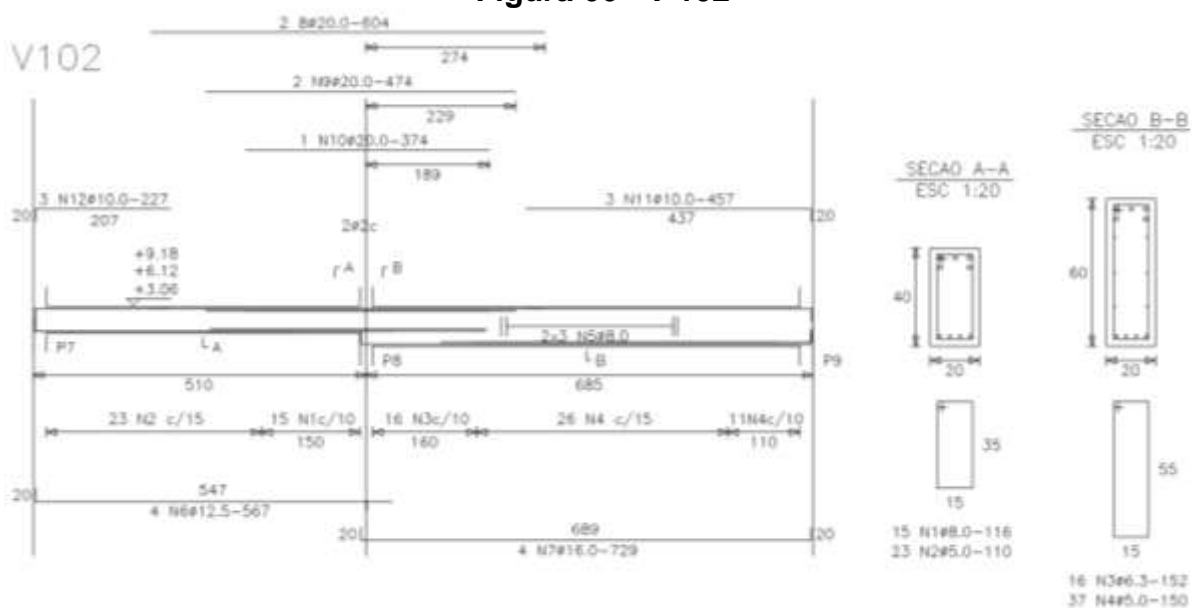
Figura 65 - V 101

V101



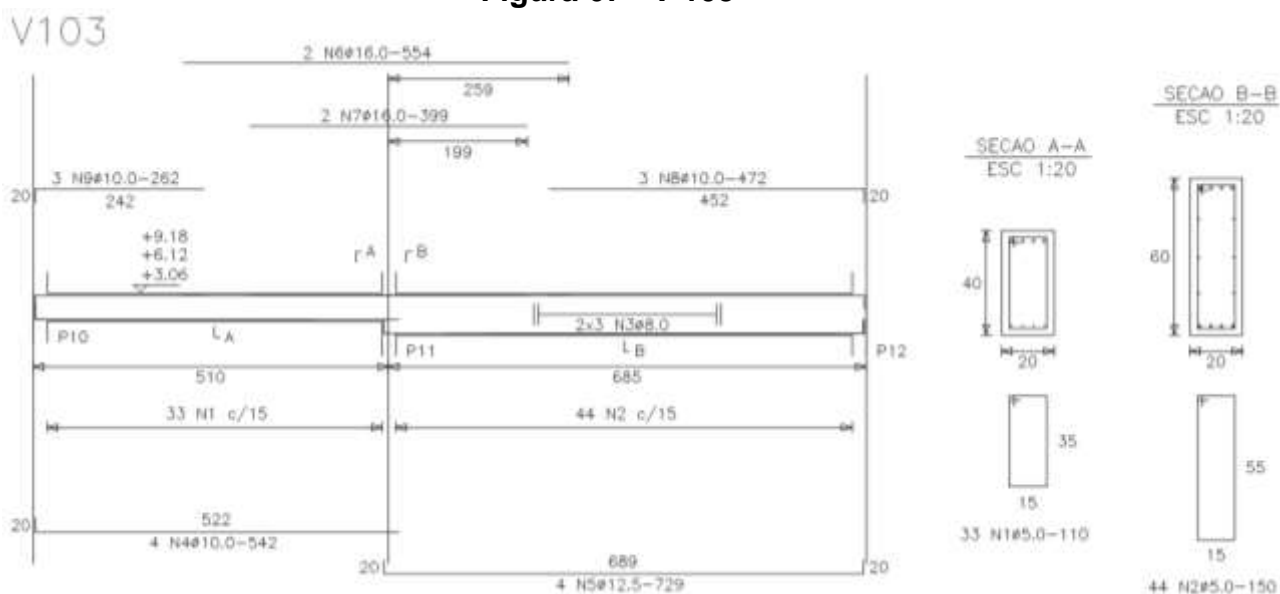
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 66 - V 102



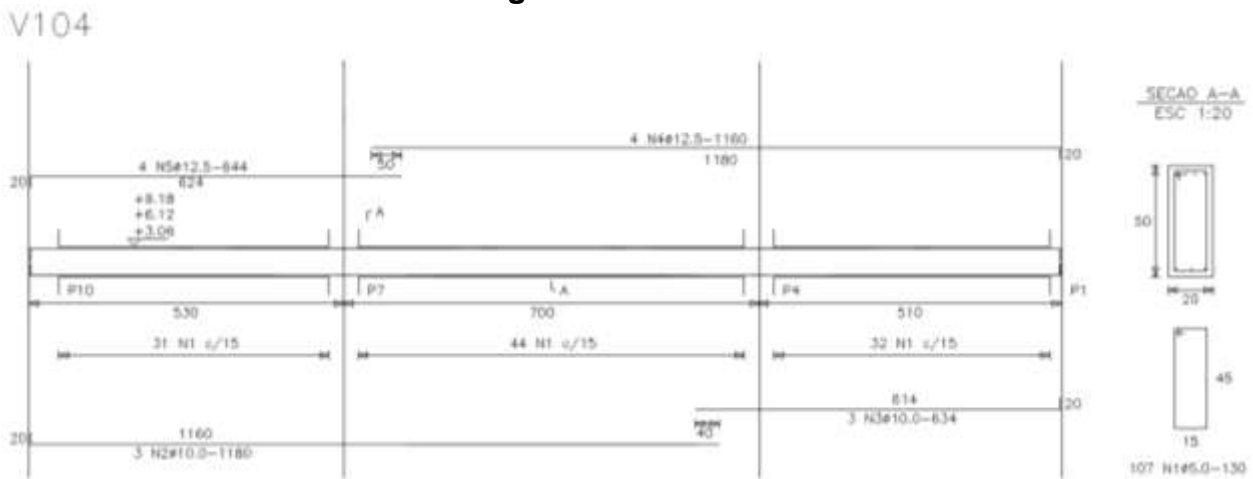
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 67 - V 103



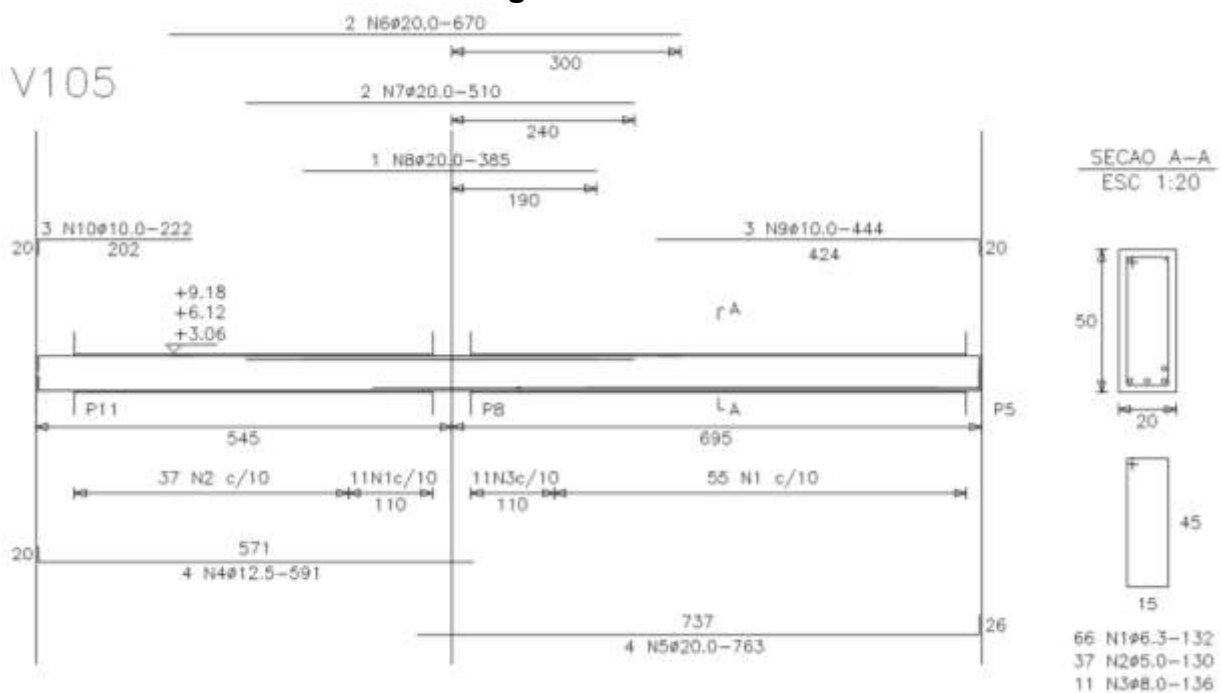
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 68 - V 104



Fonte: Elaborado pelo Autor

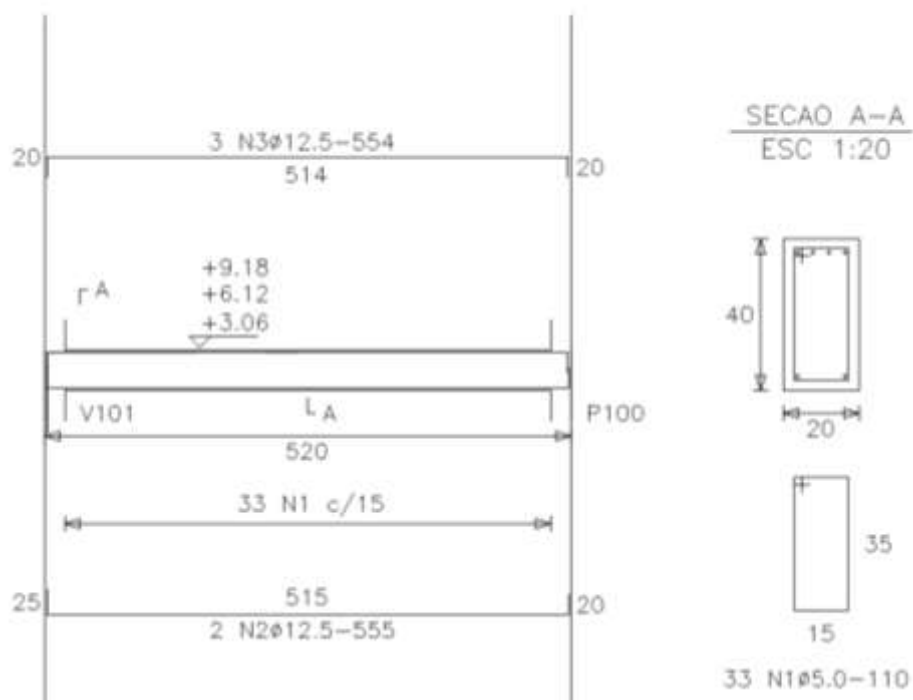
Figura 69 - V 105



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 70 - V 106

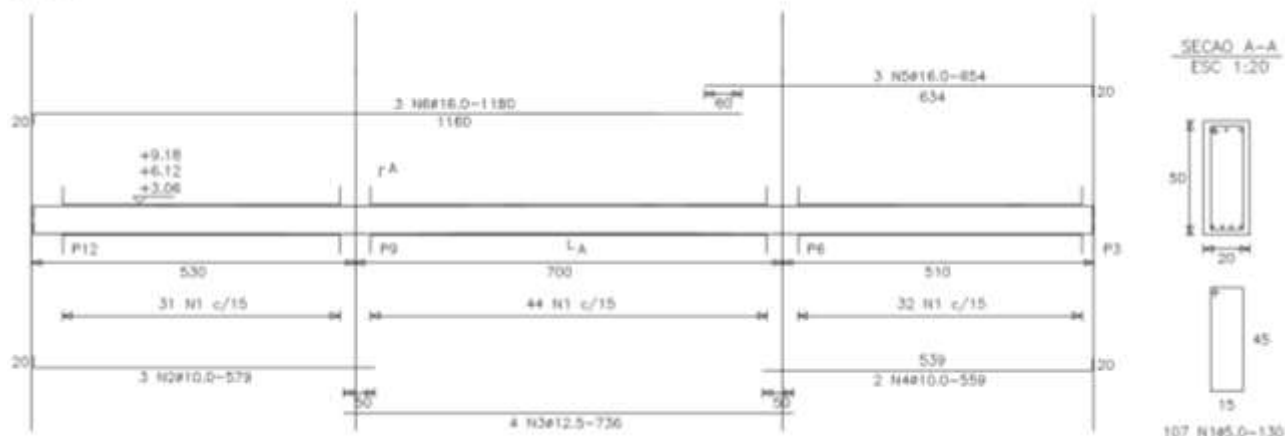
V106



Fonte: Elaborado pelo Autor

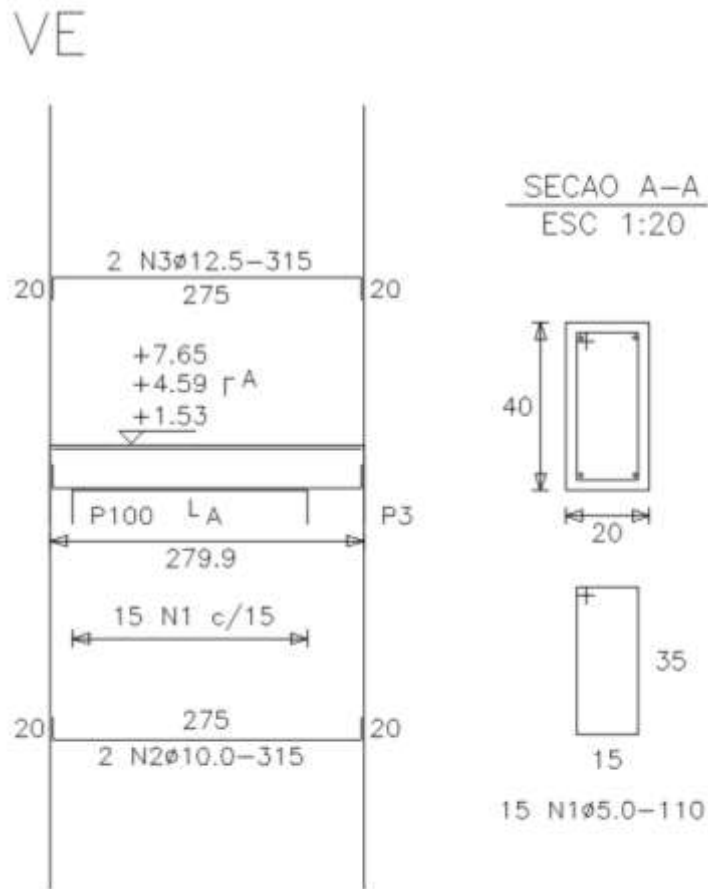
Figura 71 - V 107

V107



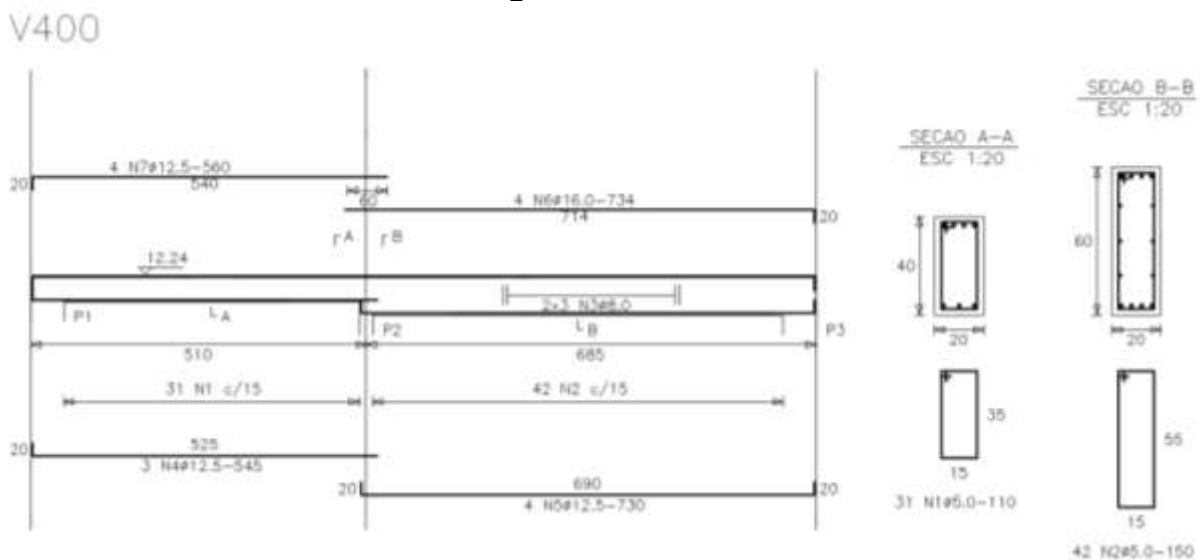
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 72 - V E



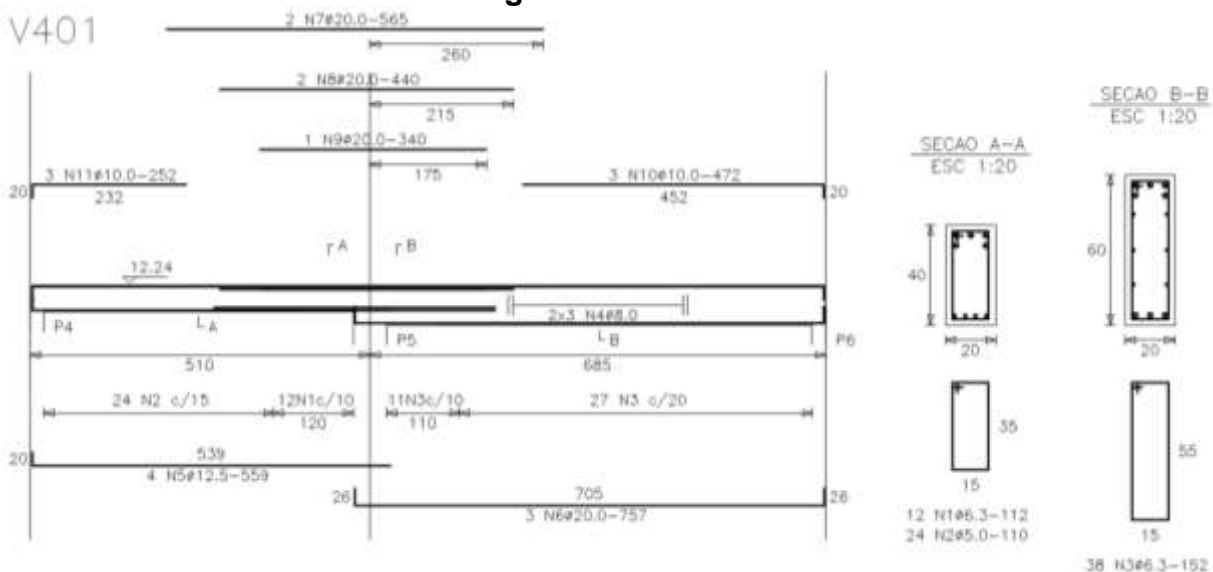
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 73 - V 400



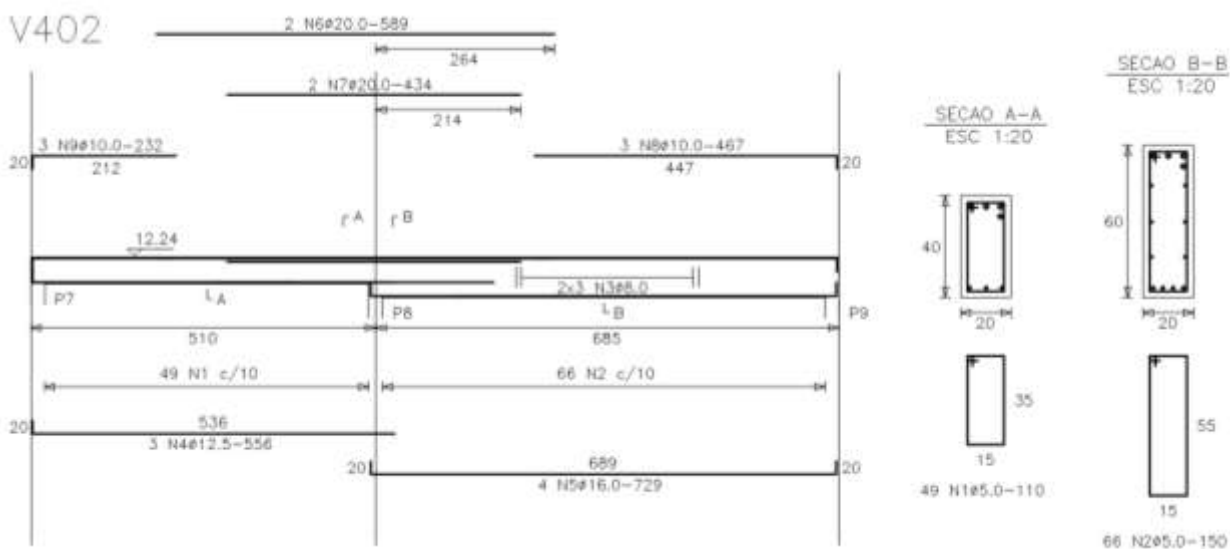
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 74 - V 401



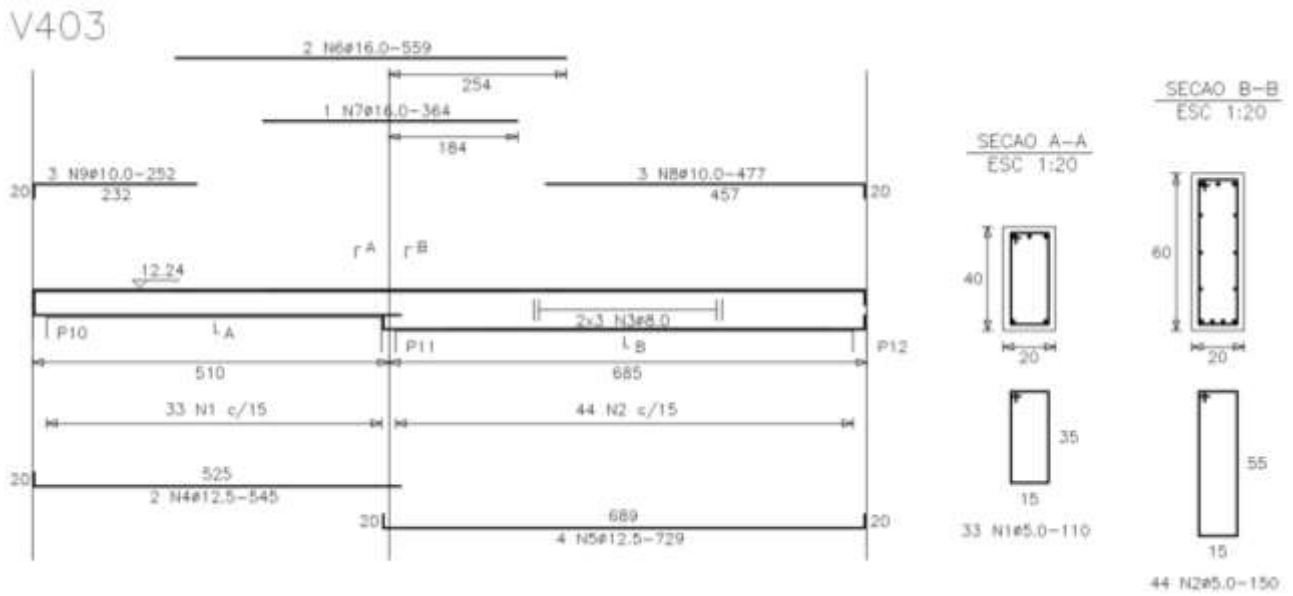
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 75 - V 402



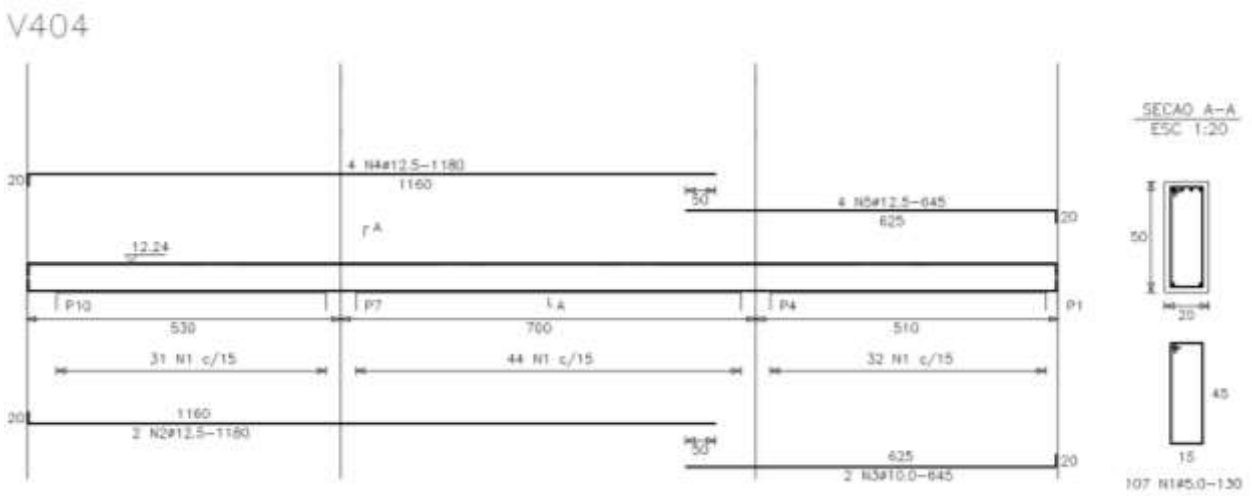
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 76 - V 403



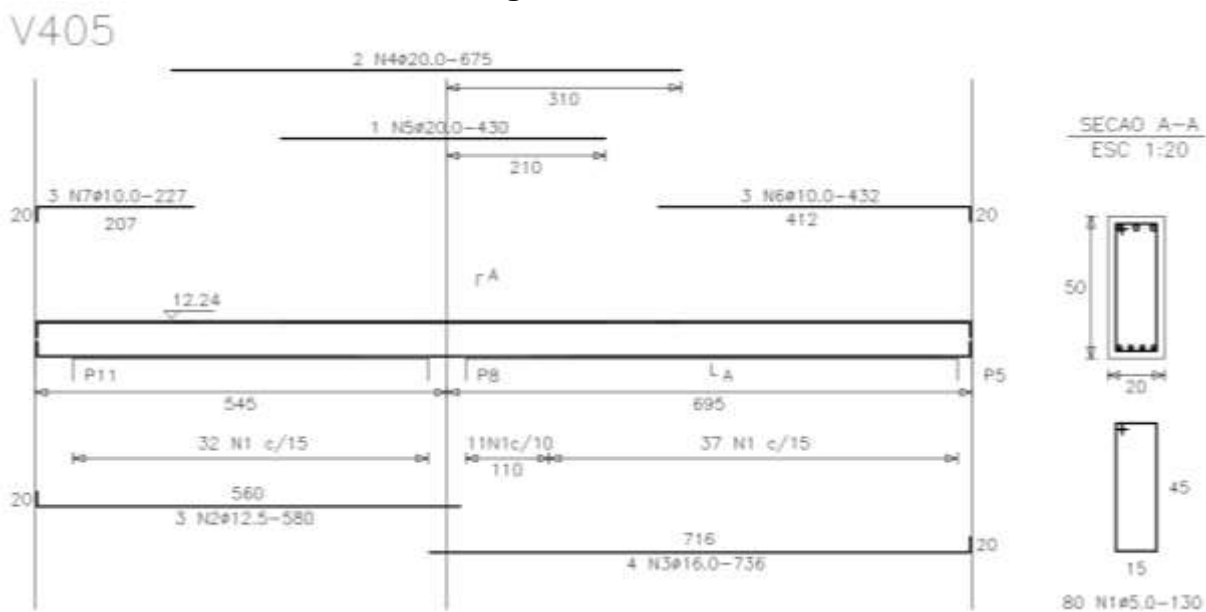
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 77 - V 404



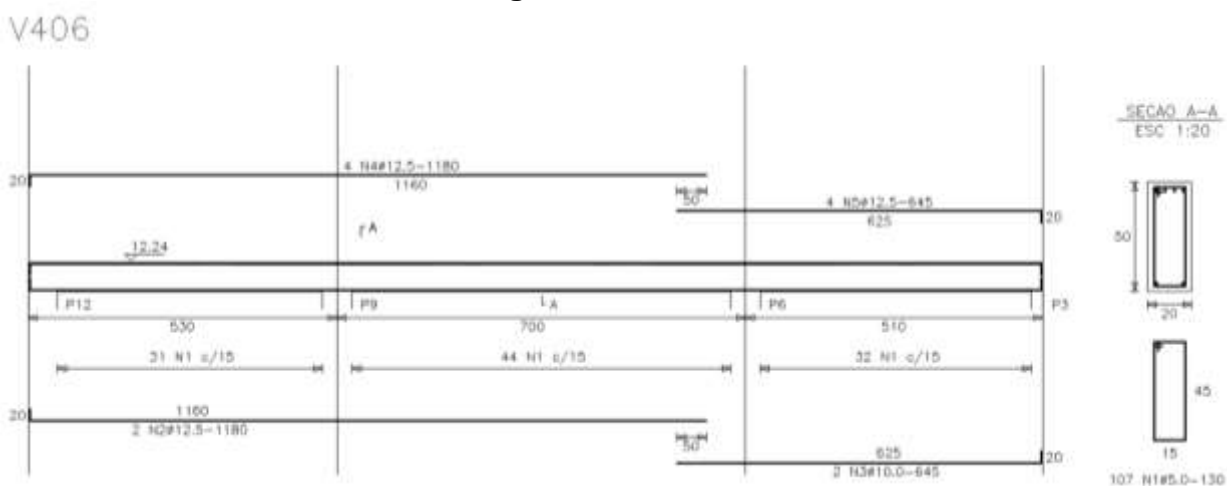
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 78 - V 405



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 79 - V 406



Fonte: Elaborado pelo Autor

8 DIMENSIONAMENTO PILARES

Os pilares serão dimensionados de acordo com a tabela extraída do quadro de cargas das vigas dimensionadas no programa ProViga.

Figura 80 – Quadro Cargas Pilares – Fundação

QUADRO CARGAS PILARES	
Pilar	Carga (tf)
P1	27.83
P2	56.25
P3	21.10
P4	73.52
P5	139.80
P6	64.00
P7	66.31
P8	194.08
P9	92.55
P10	22.74
P11	71.07
P12	32.98
P100	55.55

Fonte: ProViga

Figura 81 – Quadro Cargas Pilares – Pavimento 1

QUADRO CARGAS PILARES	
Pilar	Carga (tf)
P1	24.53
P2	48.56
P3	16.04
P4	68.10
P5	129.73
P6	54.72
P7	63.16
P8	190.10
P9	89.08
P10	21.38
P11	67.09
P12	31.15
P100	23.13

Fonte: ProViga

Figura 82 – Quadro Cargas Pilares – Pavimento 2

QUADRO CARGAS PILARES	
Pilar	Carga (tf)
P1	18.02
P2	36.81
P3	12.39
P4	50.01
P5	95.81
P6	42.57
P7	46.32
P8	138.01
P9	65.10
P10	15.72
P11	49.33
P12	23.07
P100	14.55

Fonte: ProViga

Figura 83 – Quadro Cargas Pilares – Cobertura

QUADRO CARGAS PILARES	
Pilar	Carga (tf)
P1	11.51
P2	25.05
P3	8.73
P4	31.87
P5	61.83
P6	30.42
P7	29.49
P8	85.92
P9	41.13
P10	10.06
P11	31.58
P12	15.00
P100	5.97

Fonte: ProViga

Serão dimensionados os pilares P5, P6 e P8

8.1 Pilar P8

Para o dimensionamento do pilar P8, temos os seguintes dados:

$$N_{FUN} = 1941kN$$

$$N_{PAV1} = 1901kN$$

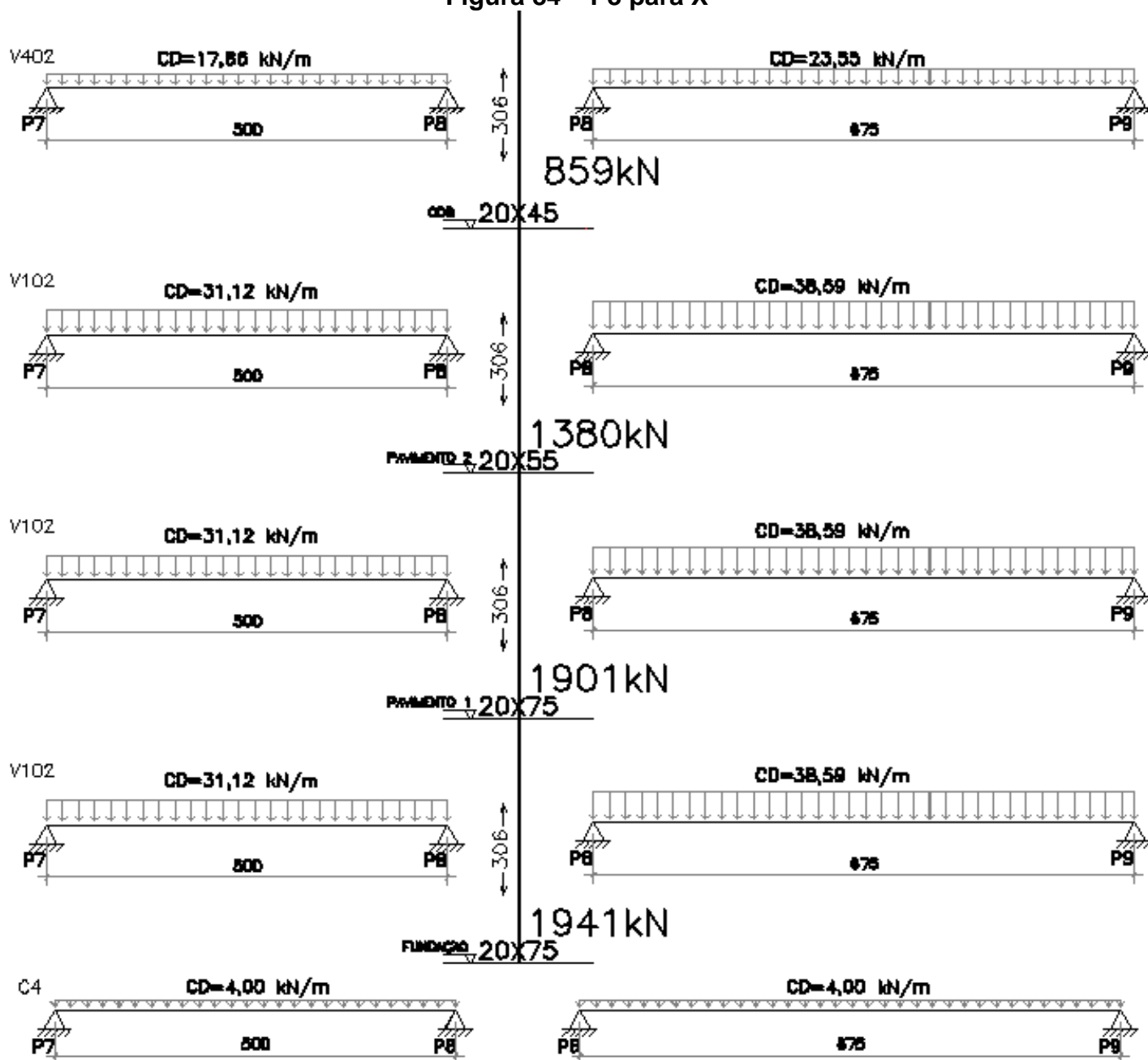
$$N_{PAV2} = 1380kN$$

$$N_{COB} = 859kN$$

$$f_{ck} = 25MPa$$

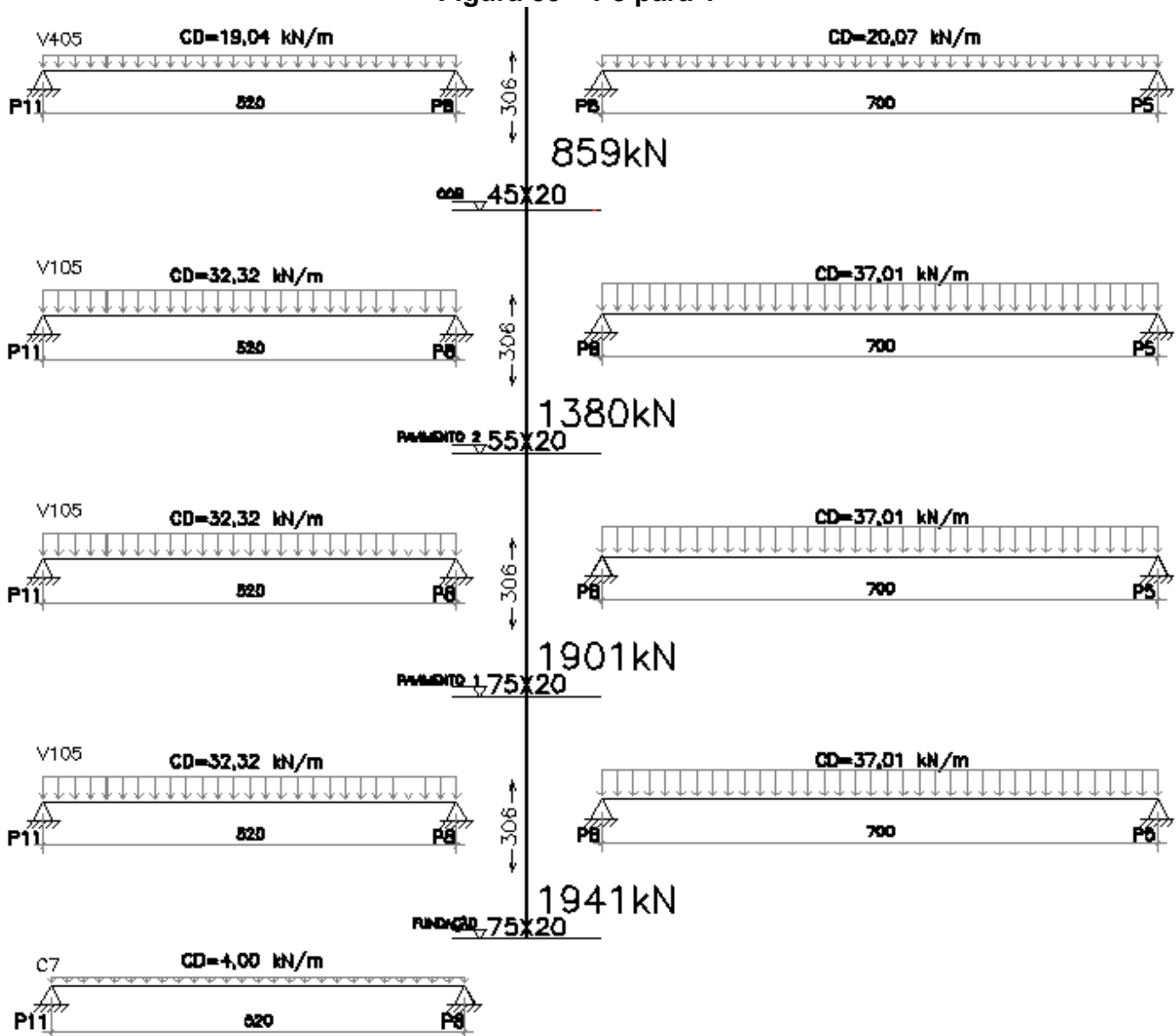
$$l_{ex} = l_{ey} = 306cm$$

Figura 84 – P8 para X



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 85 – P8 para Y



Fonte: Elaborado pelo Autor

8.1.1 Fundação

Os pilares que recebem as cargas e transferem pra fundação, começa no nível 0,00 até o nível 3,06. Como proposto, adotaremos a seção inicial igual a 20 x 50 do pilar P8

1º Passo - Esforços solicitantes

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1941 = 2717 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = M_{yd} = 0 \text{ (pilar intermediário não tem momento)}$$

2º Passo – Momento fletor mínimo

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (1,5 + 0,03h)$$

$$\text{Dir.x: } M_{1xd,min} = 2717 \cdot (1,5 + 0,03 \cdot 20) = 5707 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Dir.y: } M_{1yd,min} = 2717 \cdot (1,5 + 0,03 \cdot 50) = 8152 \text{ kN.cm}$$

3º Passo – Índice de esbeltez

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

$$\lambda_x = 3,46 \cdot \frac{306}{20} = 52,9 > 35 \rightarrow \text{Considerar efeito de segunda ordem}$$

$$\lambda_y = 3,46 \cdot \frac{306}{50} = 21,2 < 35$$

4º Passo – Cálculo da excentricidade de 2º ordem (direção x)

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2717}{1000 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 1,522 \geq 0,50$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h_x \cdot (v + 0,50)} = \frac{0,005}{20 \cdot (1,522 + 0,50)} = 0,000124/\text{cm}$$

$$e_{2x} = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} = \frac{306^2}{10} \cdot 0,000124 = 1,16 \text{ cm}$$

5º Passo – Momentos finais (máximos)

$$M_{d,tot} = M_{1d,min} + N_d \cdot e_2$$

$$M_{xd,tot} = 5797 + 2717 \cdot 1,16 = 8853 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yd,tot} = 8152 \text{ kN.cm}$$

6º Passo – Dimensionamento das Armaduras

$$\text{Direção x: } \begin{cases} v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2717}{1000 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 1,52 \\ \mu = \frac{M_{xd,total}}{A_c \cdot h_x \cdot f_{cd}} = \frac{8853}{1000 \cdot 20 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 0,200 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 1,00$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1,00 \cdot 1000 \cdot \frac{2,5}{1,4}}{43,48} = 41,07 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{41,07}{2} = 20,5 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{20,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 11\emptyset 16.0}$$

$$\text{Direção y: } \begin{cases} v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2717}{1000 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 1,52 \\ \mu = \frac{M_{yd,total}}{A_c \cdot h_y \cdot f_{cd}} = \frac{8152}{1000 \cdot 50 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 0,095 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,95$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,95 \cdot 1000 \cdot \frac{2,5}{1,4}}{43,48} = 39,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{39,02}{2} = 19,51 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{20,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\emptyset 16.0}$$

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{2770}{43,48} = 9,38 \text{ cm}^2 \\ 0,4\% \cdot A_c = 0,4\% \cdot 1000 = 4,00 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow \mathbf{9,38 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s,max} = 4,0\% \cdot 1.000 = \mathbf{40,0 \text{ cm}^2}$$

Escolhendo barras de $\emptyset_L = 16,00 \text{ mm}$ temos:

$$A_s > 22\emptyset 16 = 44,24 \text{ cm}^2$$

$$44,24 > 40,00 \rightarrow \text{aumentar seção do pilar}$$

Podemos estimar a seção do pilar P8, da seguinte forma:

$$A_c = \frac{N_d}{0,6 \cdot f_{ck} + 0,42} = \frac{2717}{0,6 \cdot 2,5 + 0,42} = 1415 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{1415}{20} = 70,75$$

Adotaremos a seção do pilar igual a 20x75

1º Passo - Esforços solicitantes

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1941 = 2717 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = M_{yd} = 0$$

2º Passo – Momento fletor mínimo

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (1,5 + 0,03h)$$

$$\text{Dir.x: } M_{1xd,min} = 2717 \cdot (1,5 + 0,03 \cdot 20) = 5706 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Dir.y: } M_{1yd,min} = 2717 \cdot (1,5 + 0,03 \cdot 75) = 10189 \text{ kN.cm}$$

3º Passo – Índice de esbeltez

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

$$\lambda_x = 3,46 \cdot \frac{306}{20} = 52,9 > 35 \rightarrow \text{Considerar efeito de segunda ordem}$$

$$\lambda_y = 3,46 \cdot \frac{306}{75} = 14,1 < 35$$

4º Passo – Cálculo da excentricidade de 2º ordem (direção x)

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2717}{1500 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 1,014 \geq 0,50$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h_x \cdot (v + 0,50)} = \frac{0,005}{20 \cdot (1,014 + 0,50)} = 0,000165/\text{cm}$$

$$e_{2x} = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} = \frac{306^2}{10} \cdot 0,000165 = 1,55 \text{ cm}$$

5º Passo – Momentos finais (máximos)

$$M_{d,tot} = M_{1d,min} + N_d \cdot e_2$$

$$M_{xd,tot} = 5706 + 2717 \cdot 1,55 = 9917 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yd,tot} = 10189 \text{ kN.cm}$$

6º Passo – Dimensionamento das Armaduras

$$\text{Direção x: } \left\{ \begin{array}{l} v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2717}{1500 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 1,01 \\ \mu = \frac{M_{xd,total}}{A_c \cdot h_x \cdot f_{cd}} = \frac{9917}{1500 \cdot 20 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 0,185 \end{array} \right. \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,70$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,70 \cdot 1500 \cdot \frac{2,5}{1,4}}{43,48} = 43,13 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{43,13}{2} = 21,56 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{21,56 \text{ cm}^2 \rightarrow 7\emptyset 20.0}$$

$$\text{Direção } y: \begin{cases} v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2717}{1500 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 1,01 \\ \mu = \frac{M_{yd, total}}{A_c \cdot h_x \cdot f_{cd}} = \frac{10189}{1500 \cdot 80 \cdot \frac{2,5}{1,4}} = 0,051 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,27$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,27 \cdot 1500 \cdot \frac{2,5}{1,4}}{43,48} = 16,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{16,63}{2} = 8,32 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{8,32 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\emptyset 20.0}$$

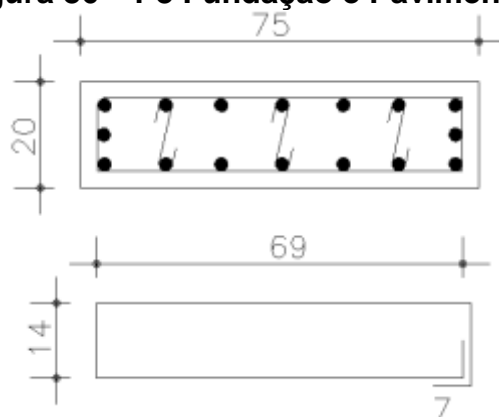
$$A_{s, min} \geq \begin{cases} 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{2717}{43,48} = 9,37 \text{ cm}^2 \\ 0,4\% \cdot A_c = 0,4\% \cdot 1500 = 6,00 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow \mathbf{9,37 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s, max} = 4,0\% \cdot 1.500 = \mathbf{60,0 \text{ cm}^2}$$

7º Passo – Detalhamento

Escolhendo barras de $\emptyset_L = 20,00 \text{ mm}$ temos:

Figura 86 – P8 Fundação e Pavimento 1



Fonte: Elaborado pelo Autor

$$A_s = 16\emptyset 20 = 50,27 \text{ cm}^2$$

$$10,01 < 50,27 < 60,00 \text{ Ok}$$

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$$\begin{aligned}\phi_t &= 6,3\text{mm} \\ 20 \cdot \phi_t &= 12,6\text{mm} \\ S_{max} &\leq \begin{cases} 20\text{cm} \\ b = 20\text{cm} \\ 12 \cdot \phi_t = 12 \cdot 2 = 24\text{cm} \end{cases} \rightarrow S_{max} = 20\text{cm}\end{aligned}$$

8.1.2 Pavimento 1

O pavimento 1 começa no nível 3,06 e termina no nível 6,12. Estipularemos a seção do pilar P8, no segundo lance com a mesma seção do anterior.

1º Passo - Esforços solicitantes

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1901 = 2661\text{kN}$$

2º Passo – Momento fletor mínimo

$$M_{1xd,min} = 5589 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1yd,min} = 9980 \text{ kN.cm}$$

3º Passo – Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 3,46 \cdot \frac{306}{20} = 52,9 > 35 \rightarrow \text{Considerar efeito de segunda ordem}$$

$$\lambda_y = 3,46 \cdot \frac{306}{76} = 14,1 < 35$$

4º Passo – Cálculo da excentricidade de 2º ordem (direção x)

$$\nu = 0,99 \geq 0,50$$

$$\frac{1}{r} = 0,000167/\text{cm}$$

$$e_{2x} = 1,57\text{cm}$$

5º Passo – Momentos finais (máximos)

$$M_{xd,tot} = 9760 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yd,tot} = 9980 \text{ kN.cm}$$

6º Passo – Dimensionamento das Armaduras

$$\text{Direção } x: \begin{cases} \nu = 0,99 \\ \mu = 0,182 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,67$$

$$A_s = 41,28\text{cm}^2 \rightarrow \frac{41,28}{2} = 20,64\text{cm}^2$$

$$\mathbf{20,64\text{cm}^2 \rightarrow 7\phi 20.0}$$

$$\text{Direção } y: \begin{cases} \nu = 0,99 \\ \mu = 0,050 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,27$$

$$A_s = 16,63\text{cm}^2 \rightarrow \frac{16,63}{2} = 8,32\text{cm}^2$$

$$\mathbf{8,32\text{cm}^2 \rightarrow 3\phi 20.0}$$

$$A_{s,min} \geq \mathbf{9,18\text{cm}^2}$$

$$A_{s,max} = \mathbf{60,0\text{cm}^2}$$

$$A_s = 16\phi 20 = 50,27\text{cm}^2$$

$$9,18 < 50,27 < 60,00 \text{ Ok}$$

7º Passo – Detalhamento

O detalhamento será igual ao da fundação

8.1.3 Pavimento 2

O pavimento 2 vai do nível 6,12 até o nível 9,18. A seção do pilar P8, no pavimento 2, será estipulada da seguinte forma:

$$A_c = \frac{N_d}{0,6 \cdot f_{ck} + 0,42} = \frac{1932}{0,6 \cdot 2,5 + 0,42} = 1006\text{cm}^2 \rightarrow \frac{1006}{20} = 50,32$$

O pilar nesse lance sofrerá alteração na sua seção, passando a ficar com 20x55.

1º Passo - Esforços solicitantes

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1380 = 1932\text{kN}$$

2º Passo – Momento fletor mínimo

$$M_{1xd,min} = 4057 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1yd,min} = 6086 \text{ kN.cm}$$

3º Passo – Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 52,9 > 35 \rightarrow \text{Considerar efeito de segunda ordem}$$

$$\lambda_y = 19,30 < 35$$

4º Passo – Cálculo da excentricidade de 2º ordem (direção x)

$$\nu = 0,98 \geq 0,50$$

$$\frac{1}{r} = 0,000169/\text{cm}$$

$$e_{2x} = 1,58\text{cm}$$

5º Passo – Momentos finais (máximos)

$$M_{xd,tot} = 7106 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yd,tot} = 6086 \text{ kN.cm}$$

6º Passo – Dimensionamento das Armaduras

$$\text{Direção x: } \begin{cases} \nu = 0,98 \\ \mu = 0,181 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,65$$

$$A_s = 29,37\text{cm}^2 \rightarrow \frac{29,37}{2} = 14,68\text{cm}^2$$

$$\mathbf{14,68\text{cm}^2 \rightarrow 5\emptyset 20.0}$$

$$\text{Direção y: } \begin{cases} \nu = 0,98 \\ \mu = 0,056 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,31$$

$$A_s = 14,01\text{cm}^2 \rightarrow \frac{14,01}{2} = 7,00\text{cm}^2$$

$$\mathbf{7,00\text{cm}^2 \rightarrow 3\emptyset 20.0}$$

$$A_{s,min} \geq \mathbf{6,67\text{cm}^2}$$

$$A_{s,max} = \mathbf{44,0\text{cm}^2}$$

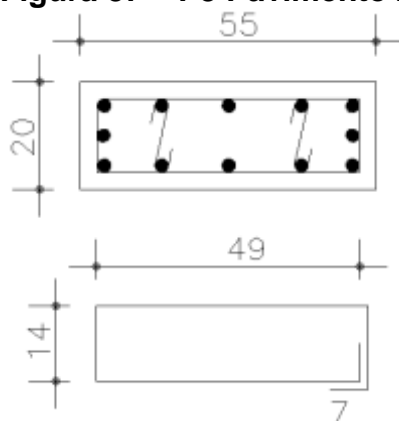
$$A_s = 12\emptyset 20 = 37,70\text{cm}^2$$

$$6,67 < 37,70 < 44,00 \text{ Ok}$$

7º Passo – Detalhamento

Escolhendo barras de $\phi_L = 20,00mm$ temos:

Figura 87 – P8 Pavimento 2



Fonte: Elaborado pelo Autor

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$$\phi_t = 6,3mm$$

$$20 \cdot \phi_t = 12,6mm$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 20cm \\ b = 20cm \\ 12 \cdot \phi_t = 12 \cdot 2 = 24cm \end{cases} \rightarrow S_{max} = 20cm$$

8.1.3 Cobertura

A cobertura segue do nível 9,18 até o nível 12,24. A seção do pilar P8, na cobertura, será calculada como 20x45.

1º Passo - Esforços solicitantes

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 859 = 1203kN$$

2º Passo – Momento fletor mínimo

$$M_{1xd,min} = 2525 kN \cdot cm$$

$$M_{1yd,min} = 3427 kN \cdot cm$$

3º Passo – Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 52,9 > 35 \rightarrow \text{Considerar efeito de segunda ordem}$$

$$\lambda_y = 23,5 < 35$$

4º Passo – Cálculo da excentricidade de 2º ordem (direção x)

$$\nu = 0,75 \geq 0,50$$

$$\frac{1}{r} = 0,000200/cm$$

$$e_{2x} = 1,88cm$$

5º Passo – Momentos finais (máximos)

$$M_{xd,tot} = 4781 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yd,tot} = 3427 \text{ kN.cm}$$

6º Passo – Dimensionamento das Armaduras

$$\text{Direção x: } \begin{cases} \nu = 0,75 \\ \mu = 0,149 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,35$$

$$A_s = 12,94cm^2 \rightarrow \frac{12,94}{2} = 6,47cm^2$$

$$\mathbf{6,47cm^2 \rightarrow 4\phi 16.0}$$

$$\text{Direção y: } \begin{cases} \nu = 0,75 \\ \mu = 0,047 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0$$

$$A_s = 0$$

$$\mathbf{0 \rightarrow 2\phi 10.0}$$

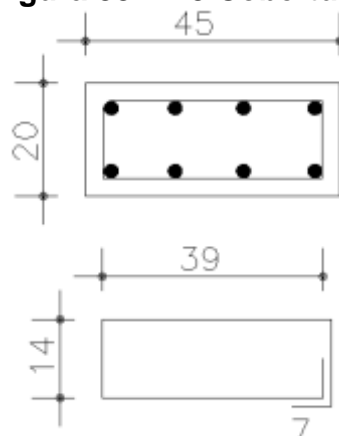
$$A_{s,min} \geq \mathbf{4,15cm^2}$$

$$A_{s,max} = \mathbf{36,0cm^2}$$

7º Passo – Detalhamento

Escolhendo barras de $\phi_L = 16,00mm$ temos:

Figura 88 – P8 Cobertura



Fonte: Elaborado pelo Autor

$$A_s = 8\phi 16 = 16,08\text{cm}^2$$

$$4,15 < 16,08 < 36,00 \text{ Ok}$$

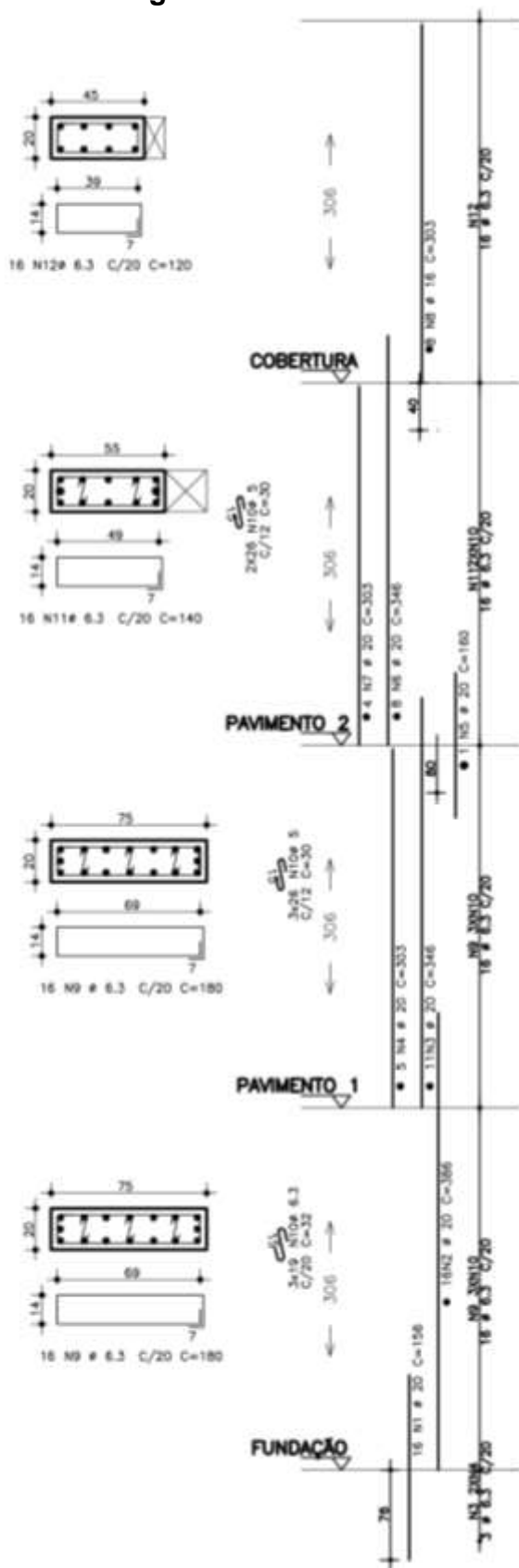
O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

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

$$20 \cdot \phi_t = 12,6\text{mm}$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 20\text{cm} \\ b = 20\text{cm} \\ 12 \cdot \phi_t = 12 \cdot 1,6 = 19,2\text{cm} \end{cases} \rightarrow S_{max} = 19\text{cm}$$

Figura 89 – Pilar P8



Fonte: Elaborado pelo Autor

8.2 Pilar P5

Para o dimensionamento do pilar P5, temos os seguintes dados:

$$N_{FUN} = 1398kN$$

$$N_{PAV1} = 1297kN$$

$$N_{PAV2} = 958kN$$

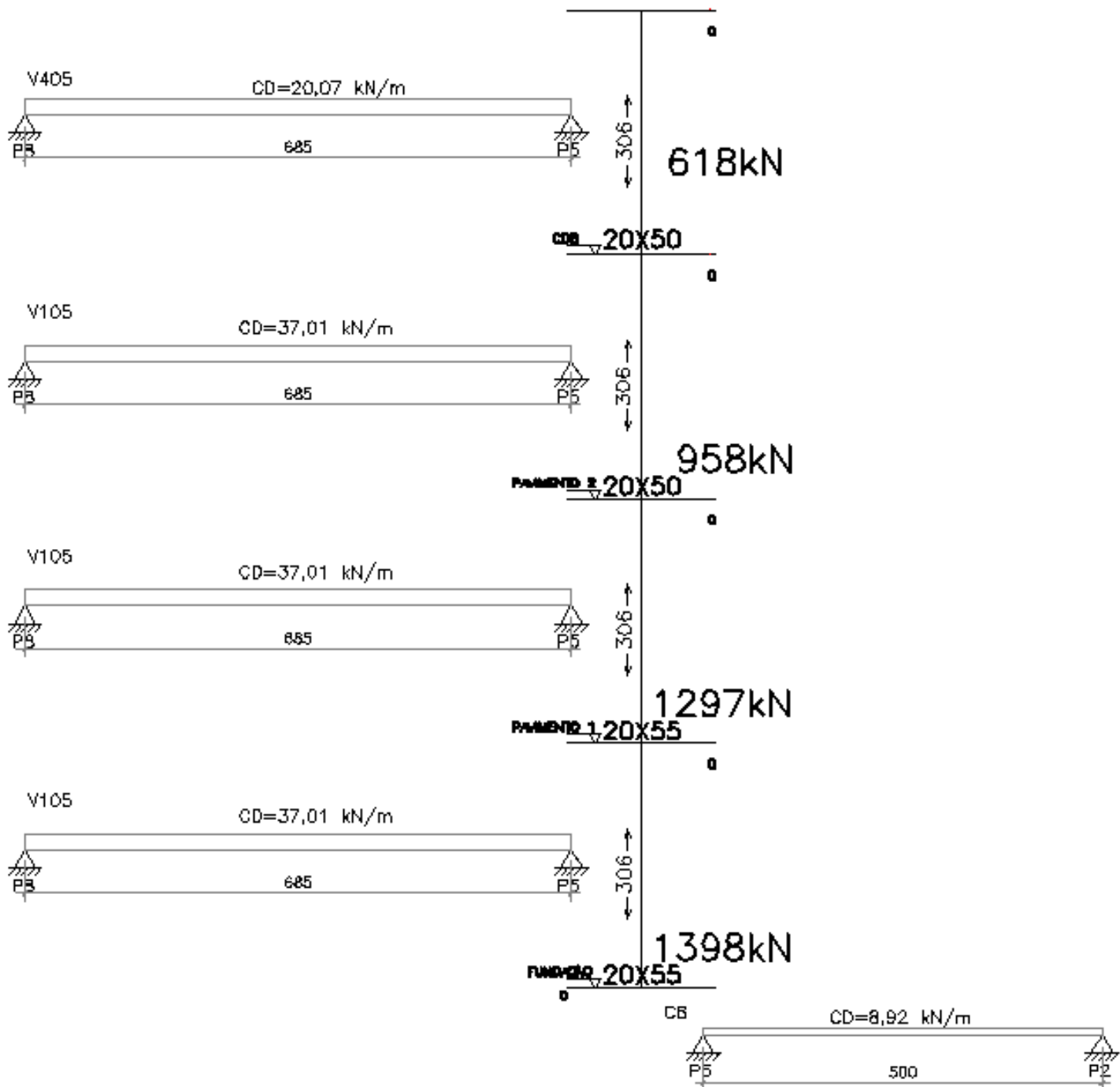
$$N_{COB} = 618kN$$

$$f_{ck} = 25MPa$$

$$l_{ex} = l_{ey} = 306cm$$

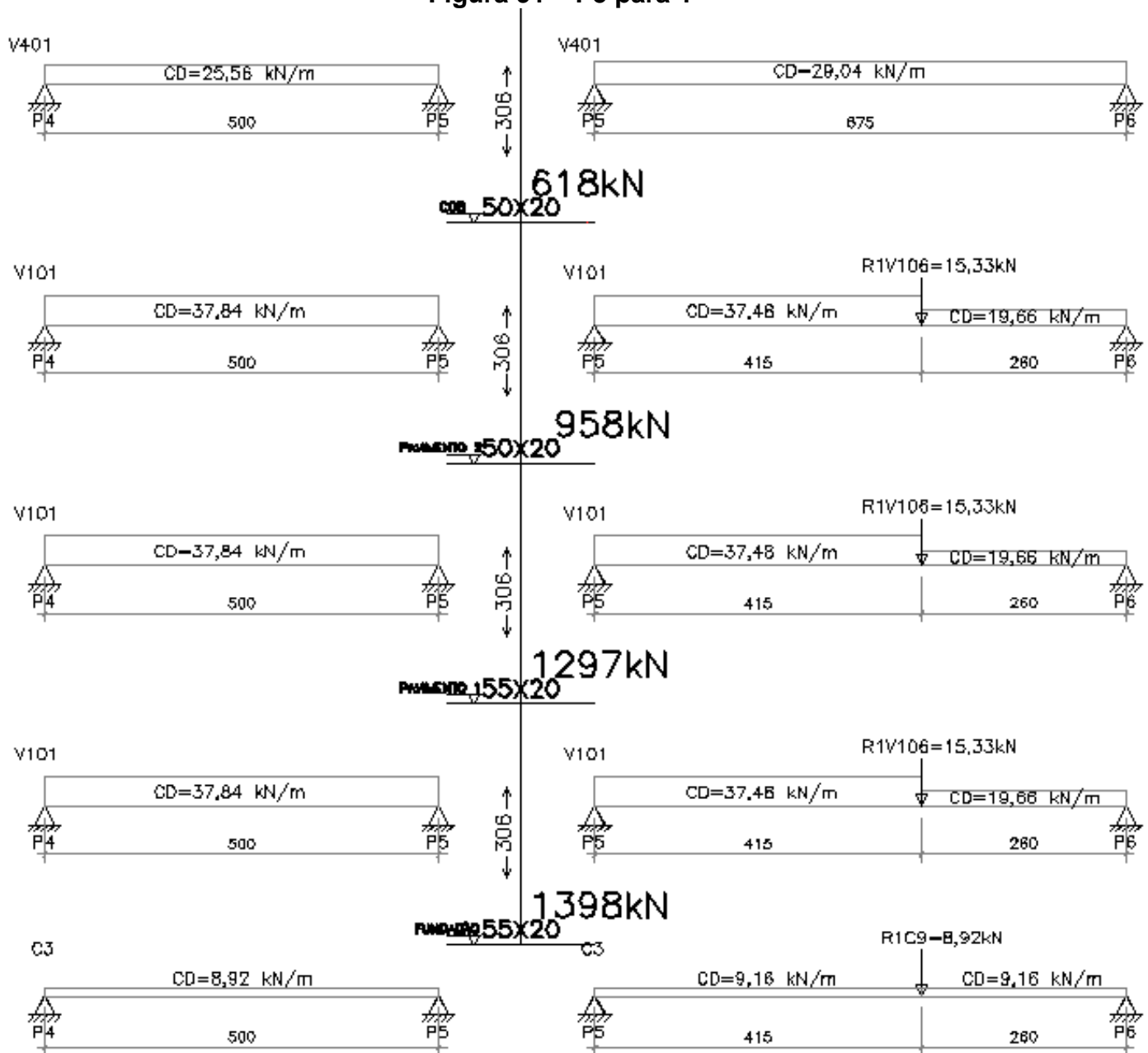
Onde observamos:

Figura 90 – P5 para X



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 91 – P5 para Y



Fonte: Elaborado pelo Autor

8.2.1 Fundação

O pilar da que transfere as cargas para a fundação começa no nível 0,00 até o nível 3,06. Estipularemos a seção do pilar P5, neste lance, da seguinte forma:

$$A_c = \frac{1957}{0,6,2,5 + 0,42} = 1019 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{1019}{20} = 50,96$$

Adotaremos a seção inicial igual a 20 x 55. Para prosseguir com os cálculos é necessário encontrar primeiramente o M_x . Sendo assim levaremos como base a V105, na qual recebe uma carga total de 37,01 kN/m, possui dimensões de 20x50 e seu vão efetivo é de 685cm. Sua rigidez é calculada com a seguinte expressão:

$$r_i = \frac{I_i}{l_i}$$

$$r_{sup} = r_{inf} = \frac{\frac{55 \cdot 20^3}{12}}{\frac{306}{2}} = 239,65 \text{ cm}^3$$

$$r_{viga} = \frac{\frac{20 \cdot 50^3}{12}}{685} = 304,13 \text{ cm}^3$$

$$M_{eng} = \frac{p \cdot l^2}{12} = \frac{37,01 \cdot 6,85^2}{12} = 144,72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sup} = M_{eng} \cdot \frac{3 \cdot r_{sup}}{4 \cdot r_{viga} + 3 \cdot r_{inf} + 3 \cdot r_{sup}}$$

$$M_{sup} = M_{inf} = 144,72 \cdot \frac{3 \cdot 239,65}{4 \cdot 304,13 + 3 \cdot 239,65 + 3 \cdot 239,65} = \mathbf{39,19 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

1º Passo - Esforços solicitantes

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1398 = 1957 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 54,87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yd} = 0$$

2º Passo – Momento fletor mínimo

$$M_{1xd,min} = 4110 \text{ kN} \cdot \text{cm} \text{ e } M_{1yd,min} = 6165 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3º Passo – Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 52,9 > 35 \rightarrow 2^{\text{a}} \text{ ordem e } \lambda_y = 19,25 < 35$$

4º Passo – Cálculo da excentricidade de 2º ordem (direção x)

$$v = 0,996 \geq 0,50$$

$$\frac{1}{r} = 0,000167/cm$$

$$e_{2x} = 1,56cm$$

5º Passo – Momentos finais (máximos)

$$M_{xd,tot} = 5487 + 1957 \cdot 1,56 = 8548 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yd,tot} = 6165 \text{ kN.cm}$$

6º Passo – Dimensionamento das Armaduras

$$\text{Direção x: } \begin{cases} v = 0,996 \\ \mu = 0,218 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,79$$

$$A_s = 35,69 \rightarrow \frac{35,69}{2} = 17,85cm^2 \rightarrow 6\phi 20.0$$

$$\text{Direção y: } \begin{cases} v = 0,996 \\ \mu = 0,057 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,31$$

$$A_s = 14,01cm^2 \rightarrow \frac{14,01}{2} = 7,00cm^2 \rightarrow 3\phi 20.0$$

$$A_{s,min} = 6,75cm^2$$

$$A_{s,max} = 4,0\% \cdot 1.100 = 44,0cm^2$$

7º Passo – Detalhamento

Escolhendo barras de $\phi_L = 20,00mm$ temos:

$$A_s = 14\phi 20 = 43,98cm^2$$

$$6,75 < 43,98 < 44,00 \text{ Ok}$$

8.2.2 Pavimento 1

O pavimento 1 inicia no nível 3,06 e se estende até o nível 6,12. Adotaremos a mesma seção do lance anterior igual a 20 x 55 no pilar P6.

Para prosseguir com os cálculos é necessário encontrar primeiramente o M_x . Sendo assim levaremos como base a V105, na qual recebe uma carga total de $37,01 \text{ kN/m}$, possui dimensões de 20×50 e seu vão efetivo é de 685 cm . Sua rigidez é calculada com a seguinte expressão:

$$r_{sup} = \frac{\frac{50 \cdot 20^3}{12}}{\frac{306}{2}} = 217,86 \text{ cm}^3$$

$$r_{inf} = 239,65 \text{ cm}^3$$

$$r_{viga} = 304,13 \text{ cm}^3$$

$$M_{eng} = 144,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{sup} = 144,72 \cdot \frac{3.217,86}{4.304,13 + 3.217,86 + 3.239,65} = 36,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{inf} = 144,72 \cdot \frac{3.239,65}{4.304,13 + 3.239,65 + 3.239,65} = 40,19 \text{ kN.m}$$

1º Passo - Esforços solicitantes

$$N_d = 1816 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 53,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 0$$

2º Passo – Momento fletor mínimo

$$M_{1xd,min} = 3813 \text{ kN.cm} \text{ e } M_{1yd,min} = 5720 \text{ kN.cm}$$

3º Passo – Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 52,9 > 35 \rightarrow 2^{\text{a}} \text{ ordem e } \lambda_y = 19,25 < 35$$

4º Passo – Cálculo da excentricidade de 2º ordem (direção x)

$$\nu = 0,924 \geq 0,50$$

$$\frac{1}{r} = 0,000176 / \text{cm}$$

$$e_{2x} = 1,64 \text{ cm}$$

5º Passo – Momentos finais (máximos)

$$M_{xd,tot} = 5369 + 1816 \cdot 1,64 = 8353 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yd,tot} = 5720 \text{ kN.cm}$$

6º Passo – Dimensionamento das Armaduras

$$\text{Direção } x: \begin{cases} \nu = 0,924 \\ \mu = 0,213 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,71$$

$$A_s = 32,08 \rightarrow \frac{32,08}{2} = \mathbf{16,04cm^2} \rightarrow \mathbf{6\phi 20.0}$$

$$\text{Direção } y: \begin{cases} \nu = 0,924 \\ \mu = 0,053 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,21$$

$$A_s = 9,49cm^2 \rightarrow \frac{9,49}{2} = \mathbf{4,74cm^2} \rightarrow \mathbf{2\phi 20.0}$$

$$A_{s,min} = \mathbf{6,26cm^2}$$

$$A_{s,max} = \mathbf{44,0cm^2}$$

7º Passo – Detalhamento

Escolhendo barras de $\phi_L = 20,00mm$ temos:

$$A_s = 12\phi 20 = 37,70cm^2$$

$$6,26 < 37,70 < 44,00 \text{ Ok}$$

8.2.3 Pavimento 2

O pavimento 2 se estende do nível 6,12 ao nível 9,18. Adotaremos a seção de 20 x 50. Levaremos como base a V105, na qual recebe uma carga total de 37,01 kN/m, possui dimensões de 20x50 e seu vão efetivo é de 685cm. Sua rigidez é calculada com a seguinte expressão:

$$r_{sup} = r_{inf} = 217,86cm^3$$

$$r_{viga} = 304,13cm^3$$

$$M_{eng} = 144,72kN.m$$

$$M_{sup} = M_{inf} = 144,72 \cdot \frac{3.217,86}{4.304,13 + 3.217,86 + 3.217,86} = \mathbf{37,48kN.m}$$

1º Passo - Esforços solicitantes

$$N_d = 1341 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 52,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 0$$

2º Passo – Momento fletor mínimo

$$M_{1xd,min} = 2817 \text{ kN.cm e } M_{1yd,min} = 4024 \text{ kN.cm}$$

3º Passo – Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 52,9 > 35 \rightarrow 2^{\text{a}} \text{ ordem e } \lambda_y = 21,18 < 35$$

4º Passo – Cálculo da excentricidade de 2º ordem (direção x)

$$v = 0,751 \geq 0,50$$

$$\frac{1}{r} = 0,000200/\text{cm}$$

$$e_{2x} = 1,87 \text{ cm}$$

5º Passo – Momentos finais (máximos)

$$M_{xd,tot} = 2817 + 1341 \cdot 1,87 = 7757 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yd,tot} = 4024 \text{ kN.cm}$$

6º Passo – Dimensionamento das Armaduras

$$\text{Direção x: } \begin{cases} v = 0,751 \\ \mu = 0,217 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,53$$

$$A_s = 21,77 \rightarrow \frac{21,77}{2} = \mathbf{10,88 \text{ cm}^2} \rightarrow \mathbf{6\phi 16.0}$$

$$\text{Direção y: } \begin{cases} v = 0,751 \\ \mu = 0,045 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,03$$

$$A_s = 1,23 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{1,23}{2} = \mathbf{0,62 \text{ cm}^2} \rightarrow \mathbf{2\phi 16.0}$$

$$A_{s,min} = \mathbf{4,63 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s,max} = \mathbf{40,00 \text{ cm}^2}$$

7º Passo – Detalhamento

Escolhendo barras de $\phi_L = 16,00 \text{ mm}$ temos:

$$A_s = 12\emptyset16 = 24,13\text{cm}^2$$

$$4,63 < 24,13 < 40,00 \text{ Ok}$$

8.2.4 Cobertura

O quarto lance tem início no nível 9,18 e finaliza no nível 12,24. Adotaremos a mesma seção do lance anterior 20 x 50. Para encontrar o M_x , levaremos como base a V405, na qual recebe uma carga total de 20,07 kN/m, possui dimensões de 20x50 e seu vão efetivo é de 685cm. Sua rigidez é calculada com a seguinte expressão:

$$r_{sup} = r_{inf} = 217,86\text{cm}^3$$

$$r_{viga} = 304,13\text{cm}^3$$

$$M_{eng} = 78,48\text{kN.m}$$

$$M_{sup} = M_{inf} = \mathbf{20,32\text{kN.m}}$$

1º Passo - Esforços solicitantes

$$N_d = 865\text{kN}$$

2º Passo – Momento fletor mínimo

$$M_{1xd,min} = 1817 \text{ kN.cm e } M_{1yd,min} = 2596 \text{ kN.cm}$$

3º Passo – Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 52,9 > 35 \rightarrow 2^{\text{a}} \text{ ordem e } \lambda_y = 21,18 < 35$$

4º Passo – Cálculo da excentricidade de 2º ordem (direção x)

$$\nu = 0,50 \geq 0,50$$

$$\frac{1}{r} = 0,000250/\text{cm}$$

$$e_{2x} = 2,34\text{cm}$$

5º Passo – Momentos finais (máximos)

$$M_{xd,tot} = 2845 + 865 \cdot 2,34 = 4870\text{kN.cm}$$

$$M_{yd,tot} = 2596kN.cm$$

6º Passo – Dimensionamento das Armaduras

$$\text{Direção } x: \begin{cases} \nu = 0,485 \\ \mu = 0,136 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,24$$

$$A_s = 4,93 \rightarrow \frac{4,93}{2} = \mathbf{2,46cm^2} \rightarrow \mathbf{4\phi 10.0}$$

$$\text{Direção } y: \begin{cases} \nu = 0,485 \\ \mu = 0,029 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0$$

$$A_s = \mathbf{0} \rightarrow \mathbf{2\phi 10.0}$$

$$A_{s,min} = \mathbf{4,0cm^2}$$

$$A_{s,max} = \mathbf{40,0cm^2}$$

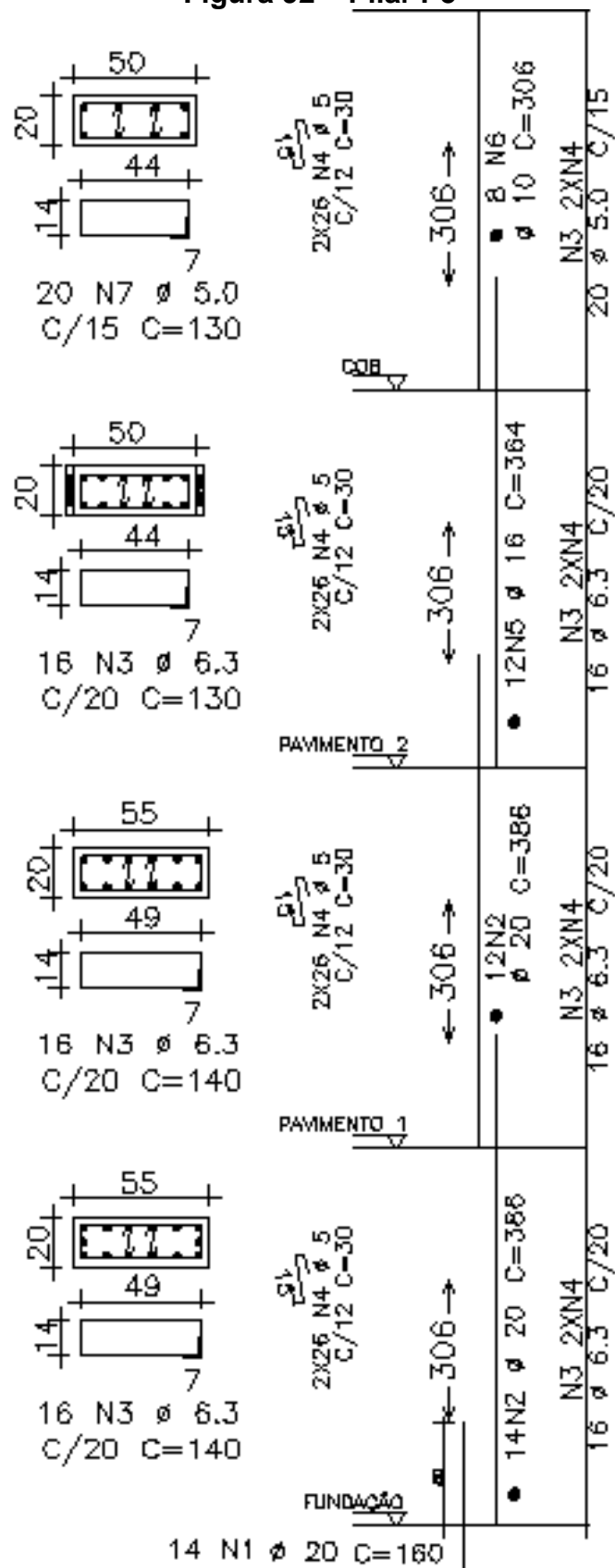
7º Passo – Detalhamento

Escolhendo barras de $\phi_L = 10,00mm$ temos:

$$A_s = 8\phi 10 = 6,28cm^2$$

$$4 < 6,28 < 40,00 \text{ Ok}$$

Figura 92 – Pilar P5



Fonte: Elaborado pelo Autor

8.3 Pilar P6

Para o dimensionamento do pilar P6, temos os seguintes dados:

$$N_{1L} = 1038kN$$

$$N_{2L} = 802kN$$

$$N_{3L} = 596kN$$

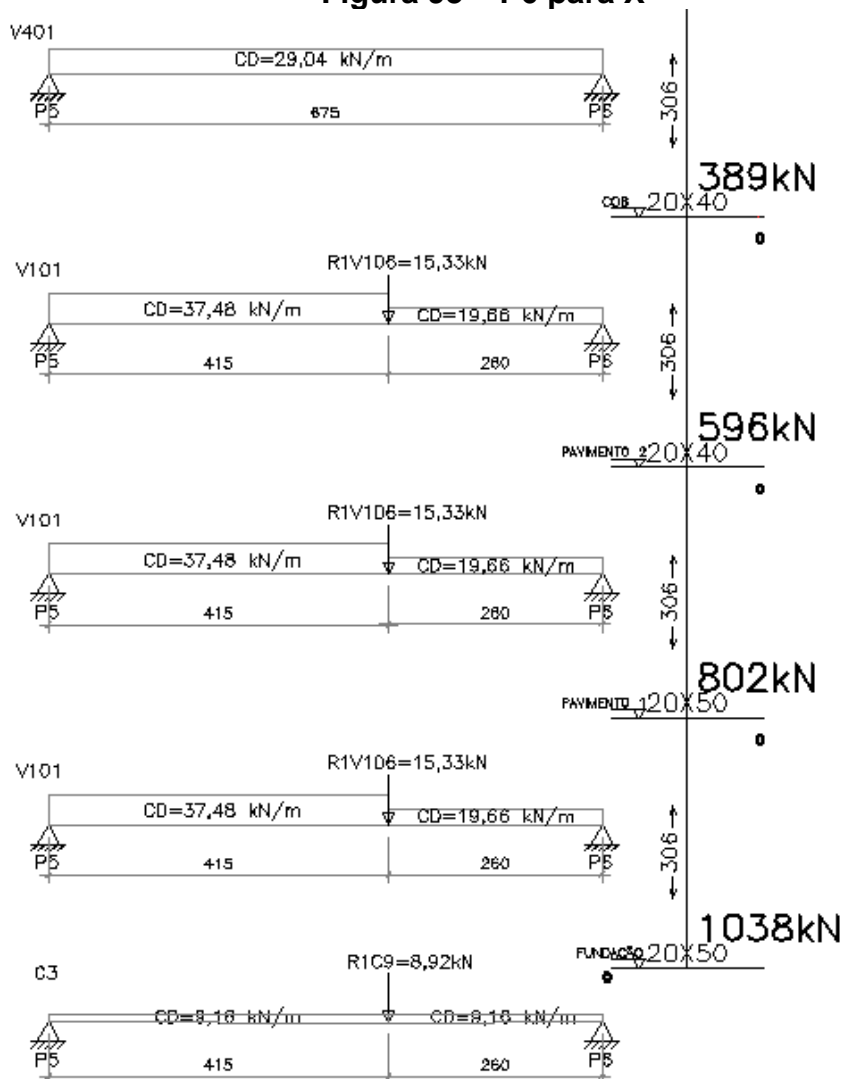
$$N_{4L} = 389kN$$

$$f_{ck} = 25MPa$$

$$l_{ex} = l_{ey} = 306cm$$

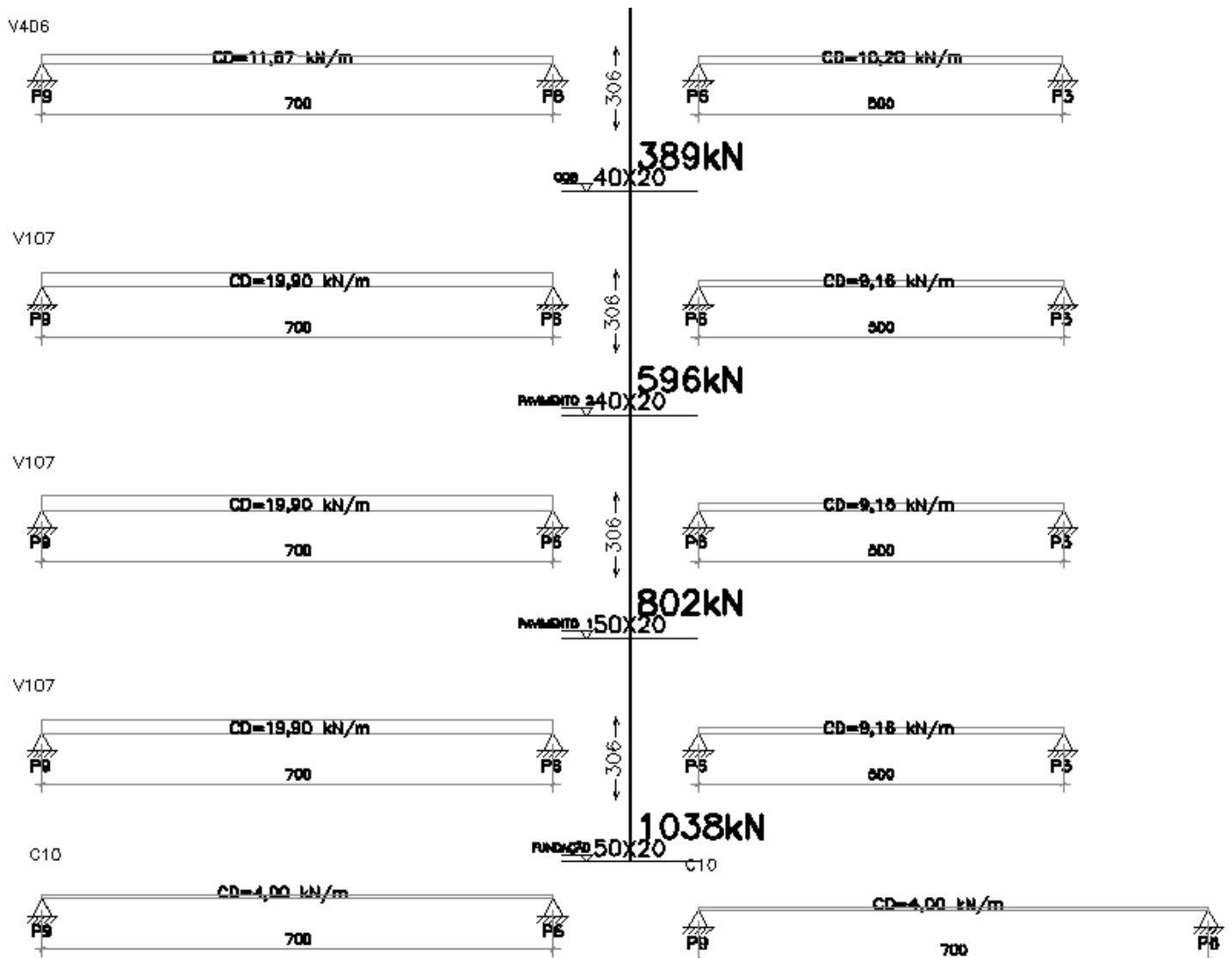
Onde observamos:

Figura 93 – P6 para X



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 94 – P6 para Y



Fonte: Elaborado pelo Autor

8.3.1 Fundação

O P6 que descarrega na fundação começa no nível 0,00 e vai até o nível 3,06. Adotaremos a seção inicial igual a 20 x 40 do pilar P6. O M_x será calculado com base na V101, com carga acidental de 19,66 kN/m, e sua dimensão é de 20x50 e o seu vão efetivo é de 665cm. Sua rigidez é calculada com a seguinte expressão:

$$r_{sup} = r_{inf} = \frac{\frac{40 \cdot 20^3}{12}}{\frac{306}{2}} = 174,29 \text{ cm}^3$$

$$r_{viga} = \frac{20 \cdot 50^3}{12} = 313,28 \text{ cm}^3$$

$$M_{eng} = \frac{p \cdot l^2}{12} = \frac{19,66 \cdot 6,65^2}{12} = 72,45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sup} = M_{inf} = 72,45 \cdot \frac{3 \cdot 174,29}{4 \cdot 313,28 + 3 \cdot 174,29 + 3 \cdot 174,29} = \mathbf{16,48 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

1º Passo - Esforços solicitantes

$$N_d = 1453 \text{ kN}$$

2º Passo – Momento fletor mínimo

$$M_{1xd,min} = 3052 \text{ kN} \cdot \text{cm} \text{ e } M_{1yd,min} = 3924 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3º Passo – Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 52,9 > 35 \rightarrow 2^{\text{a}} \text{ ordem e } \lambda_y = 26,47 < 35$$

4º Passo – Cálculo da excentricidade de 2º ordem (direção x)

$$\nu = 1,02 \geq 0,50$$

$$\frac{1}{r} = 0,000165/\text{cm}$$

$$e_{2x} = 1,54 \text{ cm}$$

5º Passo – Momentos finais (máximos)

$$M_{xd,tot} = 3052 + 1453 \cdot 1,54 = 5294 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{yd,tot} = 3924 \text{ kN.cm}$$

6º Passo – Dimensionamento das Armaduras

$$\text{Direção } x: \begin{cases} v = 1,02 \\ \mu = 0,185 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,70$$

$$A_s = 23,00 \rightarrow \frac{23,00}{2} = \mathbf{11,50cm^2} \rightarrow \mathbf{6\phi 16.0}$$

$$\text{Direção } y: \begin{cases} v = 1,02 \\ \mu = 0,069 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,34$$

$$A_s = 11,17cm^2 \rightarrow \frac{11,17}{2} = \mathbf{5,59cm^2} \rightarrow \mathbf{3\phi 15.0}$$

$$A_{s,min} = \mathbf{5,01cm^2}$$

$$A_{s,max} = \mathbf{32,00cm^2}$$

7º Passo – Detalhamento

Escolhendo barras de $\phi_L = 16,00mm$ temos:

$$A_s = 14\phi 16 = 28,15cm^2$$

$$5,01 < 28,15 < 32,00 \text{ Ok}$$

8.3.2 Pavimento 1

O pavimento 1 começa no nível 3,06 e finaliza no nível 6,12. Adotaremos a mesma seção do lance anterior igual a 20 x 40 no pilar P6. O M_x será calculado com base na V101, com carga acidental de 19,66 kN/m, e sua dimensão é de 20x50 e o seu vão efetivo é de 665cm. Sua rigidez é calculada com a seguinte expressão:

$$r_{sup} = 174,29cm^3$$

$$r_{viga} = 313,28cm^3$$

$$M_{eng} = 72,45kN.m$$

$$M_{sup} = M_{inf} = \mathbf{16,48kN.m}$$

1º Passo - Esforços solicitantes

$$N_d = 1123kN$$

$$M_{xd} = 23,07kN.m$$

$$M_{yd} = 0$$

2º Passo – Momento fletor mínimo

$$M_{1xd,min} = 2358 \text{ kN.cm e } M_{1yd,min} = 3032 \text{ kN.cm}$$

3º Passo – Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 52,9 > 35 \rightarrow 2^{\text{a}} \text{ ordem e } \lambda_y = 26,47 < 35$$

4º Passo – Cálculo da excentricidade de 2º ordem (direção x)

$$v = 0,786 \geq 0,50$$

$$\frac{1}{r} = 0,000194/\text{cm}$$

$$e_{2x} = 1,82\text{cm}$$

5º Passo – Momentos finais (máximos)

$$M_{xd,tot} = 2358 + 1123 \cdot 1,82 = 4402 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yd,tot} = 3032 \text{ kN.cm}$$

6º Passo – Dimensionamento das Armaduras

$$\text{Direção x: } \begin{cases} v = 0,786 \\ \mu = 0,154 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,40$$

$$A_s = 13,14 \rightarrow \frac{13,14}{2} = 6,57\text{cm}^2 \rightarrow 6\phi 12.5$$

$$\text{Direção y: } \begin{cases} v = 0,786 \\ \mu = 0,053 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,04$$

$$A_s = 2,96\text{cm}^2 \rightarrow \frac{2,96}{2} = 1,48\text{cm}^2 \rightarrow 2\phi 12.5$$

$$A_{s,min} = 3,87\text{cm}^2$$

$$A_{s,max} = 32,00\text{cm}^2$$

7º Passo – Detalhamento

Escolhendo barras de $\phi_L = 12,50\text{mm}$ temos:

$$A_s = 12\phi 12.5 = 14,73\text{cm}^2$$

$$3,87 < 14,73 < 32,00 \text{ Ok}$$

8.3.3 Pavimento 2

O pavimento 2 começa no nível 6,12 e se estende até o nível 9,18 com seção de 20x40. O M_x será calculado com base na V101, com carga acidental de 19,66 kN/m, e sua dimensão é de 20x50 e o seu vão efetivo é de 665cm. Sua rigidez é calculada com a seguinte expressão:

$$r_{sup} = 174,29 \text{ cm}^3$$

$$r_{viga} = 313,28 \text{ cm}^3$$

$$M_{eng} = 72,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{sup} = M_{inf} = \mathbf{16,48 \text{ kN.m}}$$

1º Passo - Esforços solicitantes

$$N_d = 834 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 23,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 0$$

2º Passo – Momento fletor mínimo

$$M_{1xd,min} = 1752 \text{ kN.cm e } M_{1yd,min} = 2253 \text{ kN.cm}$$

3º Passo – Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 52,9 > 35 \rightarrow 2^{\text{a}} \text{ ordem e } \lambda_y = 26,47 < 35$$

4º Passo – Cálculo da excentricidade de 2º ordem (direção x)

$$\nu = 0,58 \geq 0,50$$

$$\frac{1}{r} = 0,000231/\text{cm}$$

$$e_{2x} = 2,16 \text{ cm}$$

5º Passo – Momentos finais (máximos)

$$M_{xd,tot} = 2307 + 834 \cdot 2,16 = 4109 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yd,tot} = 2253 \text{ kN.cm}$$

6º Passo – Dimensionamento das Armaduras

$$\text{Direção } x: \begin{cases} \nu = 0,58 \\ \mu = 0,144 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,22$$

$$A_s = 7,23 \rightarrow \frac{7,23}{2} = 3,61 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 12,5$$

$$\text{Direção } y: \begin{cases} \nu = 0,58 \\ \mu = 0,039 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0$$

$$A_s = 0 \rightarrow 2\phi 12,5$$

$$A_{s,min} = 3,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 32,00 \text{ cm}^2$$

7º Passo – Detalhamento

Escolhendo barras de $\phi_L = 12,50 \text{ mm}$ temos:

$$A_s = 6\phi 12,50 = 7,36 \text{ cm}^2$$

$$3,20 < 7,38 < 32,00 \text{ Ok}$$

8.3.4 Cobertura

A cobertura começa no nível 9,18 e finaliza no nível 12,24. Adotaremos a mesma seção de 20x40. O M_x será calculado com base na V401, com carga accidental de 29,04 kN/m, e sua dimensão é de 20x50 e o seu vão efetivo é de 665cm. Sua rigidez é calculada com a seguinte expressão:

$$r_{sup} = r_{inf} = 174,29 \text{ cm}^3$$

$$r_{viga} = 313,28 \text{ m}^3$$

$$M_{eng} = \frac{p \cdot l^2}{12} = \frac{29,04 \cdot 6,65^2}{12} = 107,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{sup} = M_{inf} = 107,02 \cdot \frac{3.174,29}{4.313,28 + 3.174,29 + 3.174,29} = 24,34 \text{ kN.m}$$

1º Passo - Esforços solicitantes

$$N_d = 545 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 30,48 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 0$$

2º Passo – Momento fletor mínimo

$$M_{1xd, mn} = 1144 \text{ kN.cm e } M_{1yd, min} = 1470 \text{ kN.cm}$$

3º Passo – Índice de esbeltez

$$\lambda_x = 52,9 > 35 \rightarrow 2^{\text{a}} \text{ ordem e } \lambda_y = 26,47 < 35$$

4º Passo – Cálculo da excentricidade de 2º ordem (direção x)

$$\nu = 0,50 \geq 0,50$$

$$\frac{1}{r} = 0,000025/\text{cm}$$

$$e_{2x} = 2,34 \text{ cm}$$

5º Passo – Momentos finais (máximos)

$$M_{xd, tot} = 3408 + 545 \cdot 2,34 = 4682 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yd, tot} = 1470 \text{ kN.cm}$$

6º Passo – Dimensionamento das Armaduras

$$\text{Direção x: } \begin{cases} \nu = 0,38 \\ \mu = 0,164 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0,17$$

$$A_s = 5,59 \rightarrow \frac{5,59}{2} = 2,79 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\emptyset 12,5$$

$$\text{Direção y: } \begin{cases} \nu = 0,38 \\ \mu = 0,026 \end{cases} \rightarrow \text{abaco } \omega = 0$$

$$A_s = 0 \rightarrow 2\emptyset 12,5$$

$$A_{s, min} = 3,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, max} = 32,00 \text{ cm}^2$$

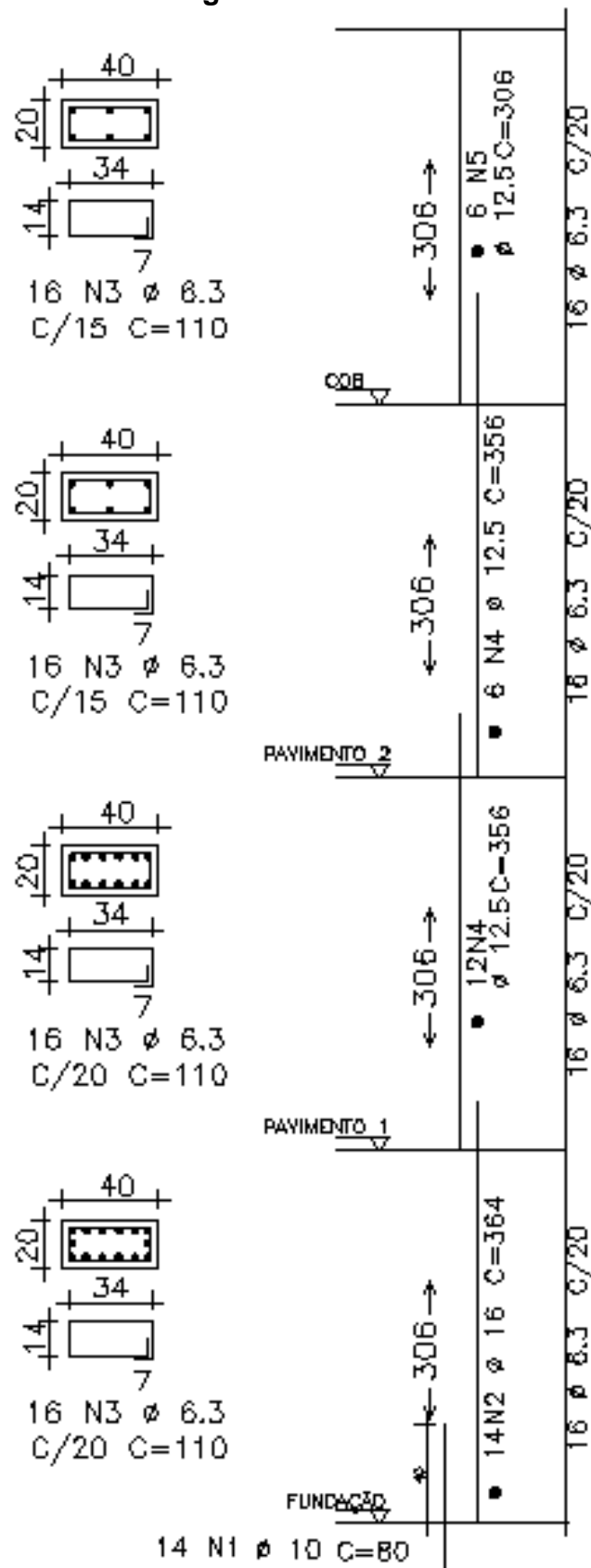
7º Passo – Detalhamento

Escolhendo barras de $\emptyset_L = 12,5 \text{ mm}$ temos:

$$A_s = 6\phi 12,5 = 7,36\text{cm}^2$$

$$3,20 < 7,36 < 32,00 \text{ Ok}$$

Figura 95 – Pilar P6



Fonte: Elaborado pelo Autor

9 DIMENSIONAMENTO FUNDAÇÃO

9.1 Dados

$$\text{Concreto } f_{ck} = 25\text{MPa}$$

$$\sigma_{adm} = 2,0\text{ kgf/cm}^2$$

As cargas dos pilares que transmitem até a fundação estão demonstradas em forma decrescente. Sendo assim a fundação do P8 é que mais deve resistir aos esforços.

$$P8\ 194,08\ tf$$

$$P5\ 139,80\ tf$$

$$P9\ 92,55\ tf$$

$$P4\ 73,52\ tf$$

$$P11\ 71,07\ tf$$

$$P7\ 66,31\ tf$$

$$P6\ 64,00\ tf$$

$$P2\ 56,25\ tf$$

$$P12\ 31,92\ tf$$

$$P1\ 27,83\ tf$$

$$P10\ 22,74\ tf$$

$$P3\ 21,10\ tf$$

9.2 Dimensionamento

Tubulão 8

Primeiro iremos começar pelo Tubulão mais solicitado, que é o T8, sendo assim:

Diâmetro da base circular:

$$\phi_b = \sqrt{\frac{4 \cdot P}{\pi \cdot \sigma_s}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 194080}{\pi \cdot 2,0}} = 350\text{cm}$$

Diâmetro do fuste:

$$\sigma_c = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_f} = \frac{0,85 \cdot 250}{1,4 \cdot 1,6} = 94,87 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_f = \sqrt{\frac{4 \cdot 194080}{\pi \cdot 94,87}} = 53 \text{ cm} \rightarrow \text{min: } 80 \text{ cm}$$

Altura H:

$$H = 0,866 \cdot (\phi_b - \phi_f) = 0,866 \cdot (350 - 80) = 235 \text{ cm}$$

Armação do fuste:

$$A_f = \frac{\pi \cdot \phi_f^2}{4} = \frac{\pi \cdot 80^2}{4} = 5027 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = \frac{A_f}{400} = \frac{5027}{400} = 12,57 \text{ cm}^2 \rightarrow 11\phi 12,5$$

Volume do tubulão:

$$H = 235 \text{ cm}$$

$$L_f = (3 \cdot 235) - 235 - 0,80 - 0,20 = 3,70 \text{ m}$$

$$\phi_b = 350 \text{ cm} \rightarrow R = 1,75 \text{ m}$$

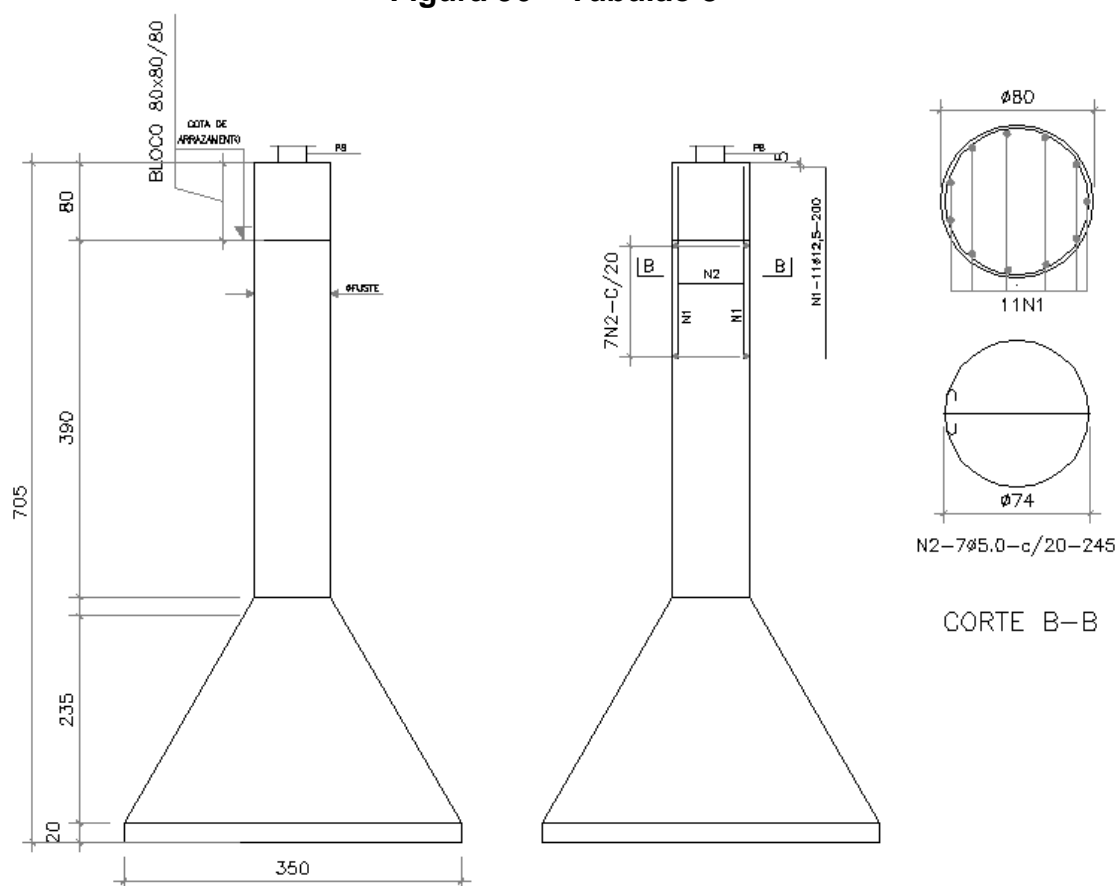
$$\phi_f = 80 \text{ cm} \rightarrow r = 0,40 \text{ m}$$

$$V = \pi \cdot r^2 \cdot L_f + 0,2 \cdot \pi \cdot R^2 + \frac{\pi \cdot H}{3} \cdot (R^2 + r^2 + R \cdot r)$$

$$V = \pi \cdot 0,40^2 \cdot 3,70 + 0,2 \cdot \pi \cdot 1,75^2 + \frac{\pi \cdot 2,35}{3} \cdot (1,75^2 + 0,40^2 + 1,75 \cdot 0,40) = 14,14 \text{ m}^3$$

No qual podemos observar seu detalhamento na imagem a seguir

Figura 96 – Tubulão 8



Fonte: Elaborado pelo Autor

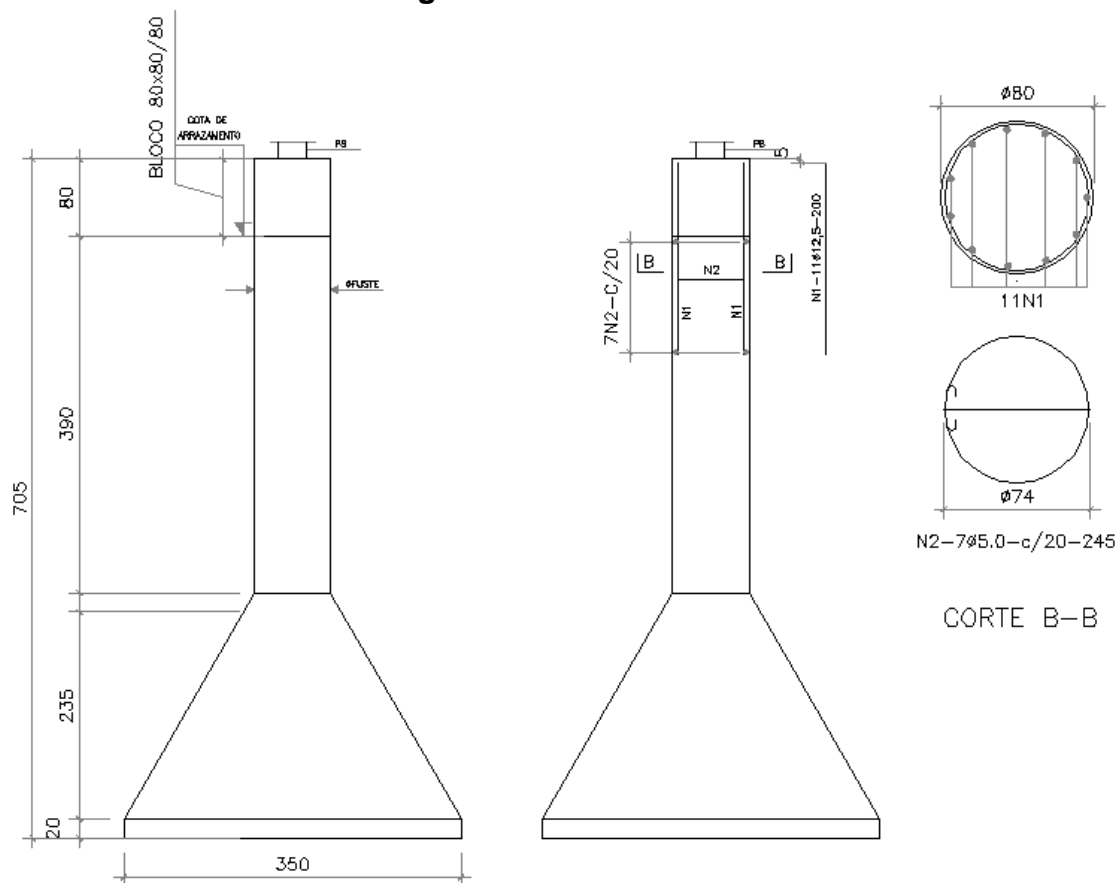
O mesmo passo foi realizado para os demais tubulões, onde temos o resumo do quadro demonstrando os resultados obtidos

Tubulão	Carga(tf)	$\Phi_f(cm)$	$\Phi_b(cm)$	H(cm)	V(m ³)
8	194,08	80	350	235	13,44
5	139,80	80	300	190	8,81
9	92,55	80	245	145	5,16
4	73,52	80	215	115	3,48
11	71,07	80	215	115	3,48
7	79,83	80	225	125	4,00
6	66,31	80	205	110	3,13
2	56,25	80	190	95	2,53
12	31,92	80	145	80	1,75

1	27,83	80	135	80	1,63
10	22,74	80	120	80	1,47
3	21,10	80	115	80	1,41

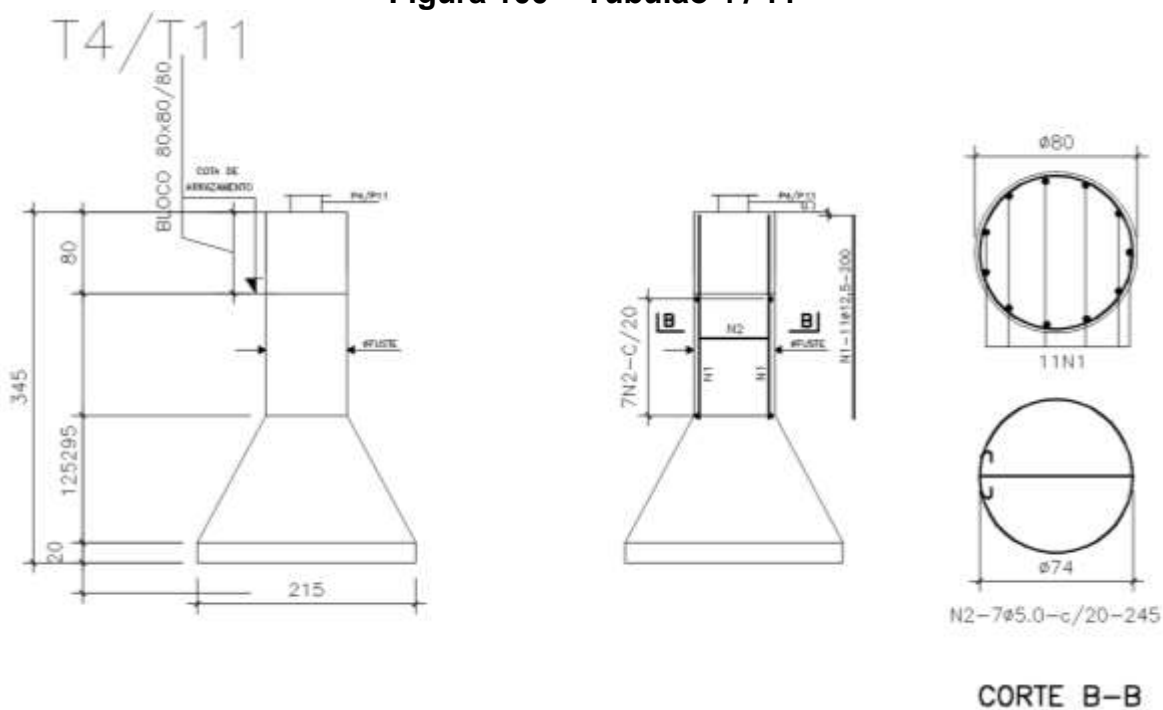
Totalizando um volume de $63,78m^3$. Observamos nas figuras a seguir os detalhes dos outros tubulões

Figura 97 – Tubulão 5



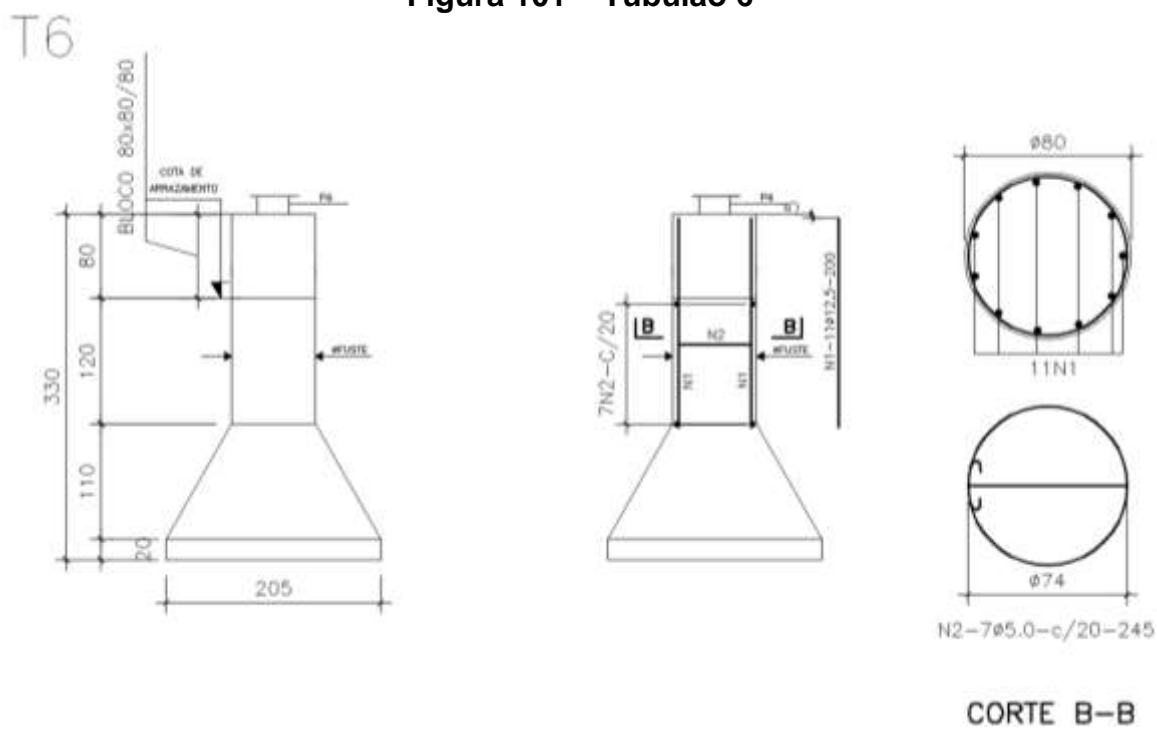
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 100 – Tubulão 4 / 11



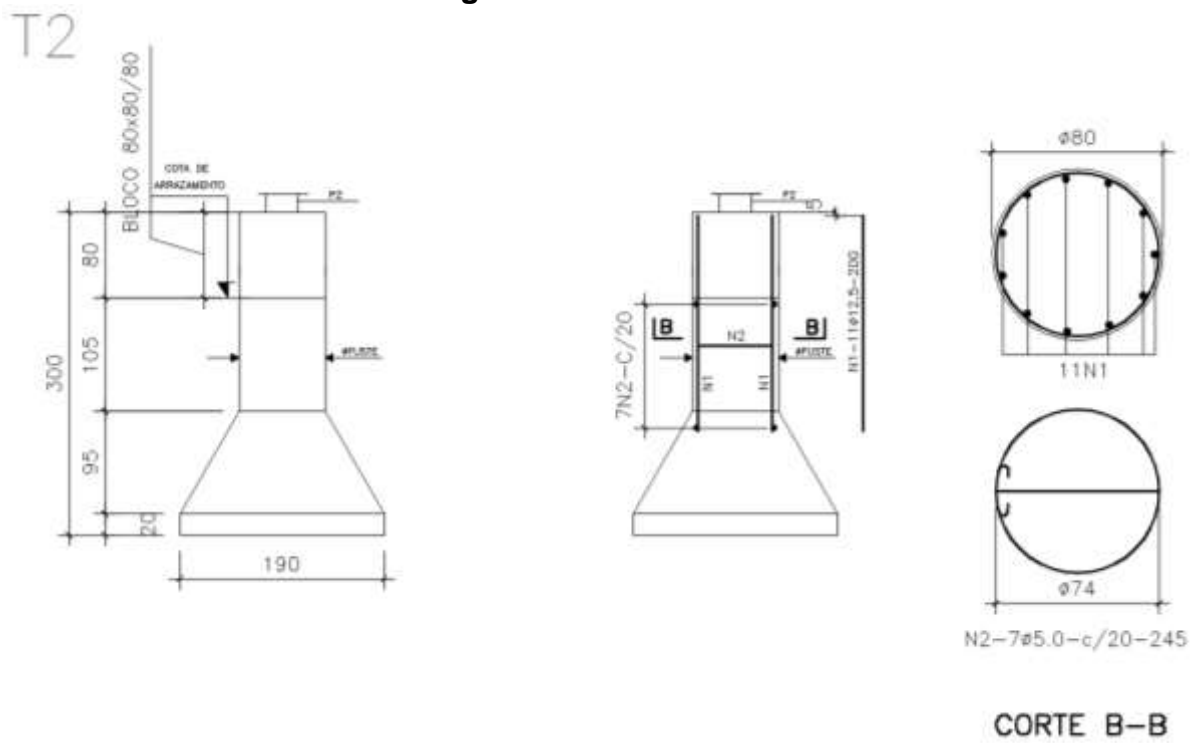
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 101 – Tubulão 6



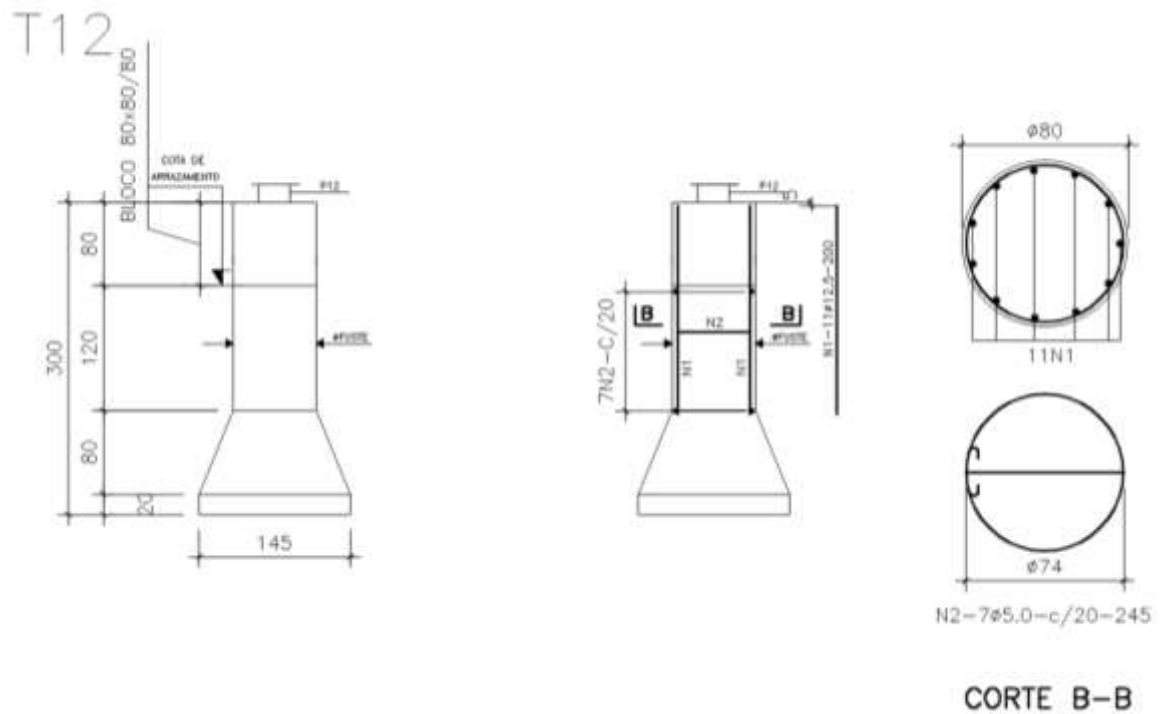
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 102 – Tubulão 2



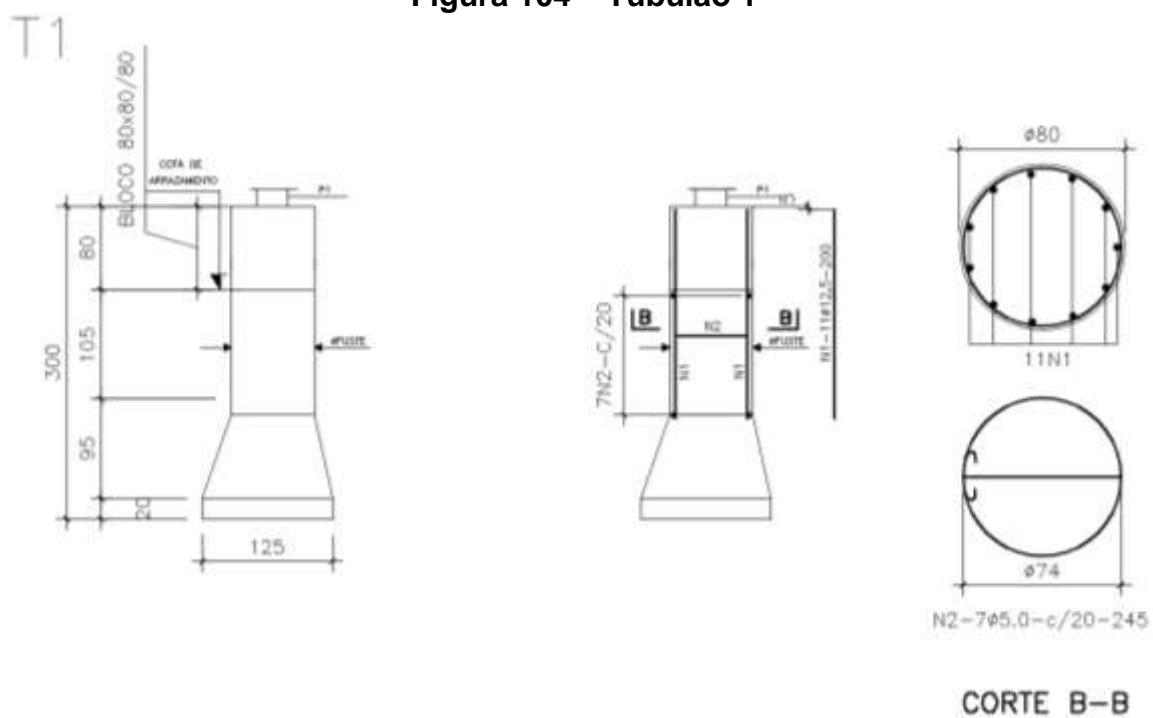
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 103 – Tubulão 12



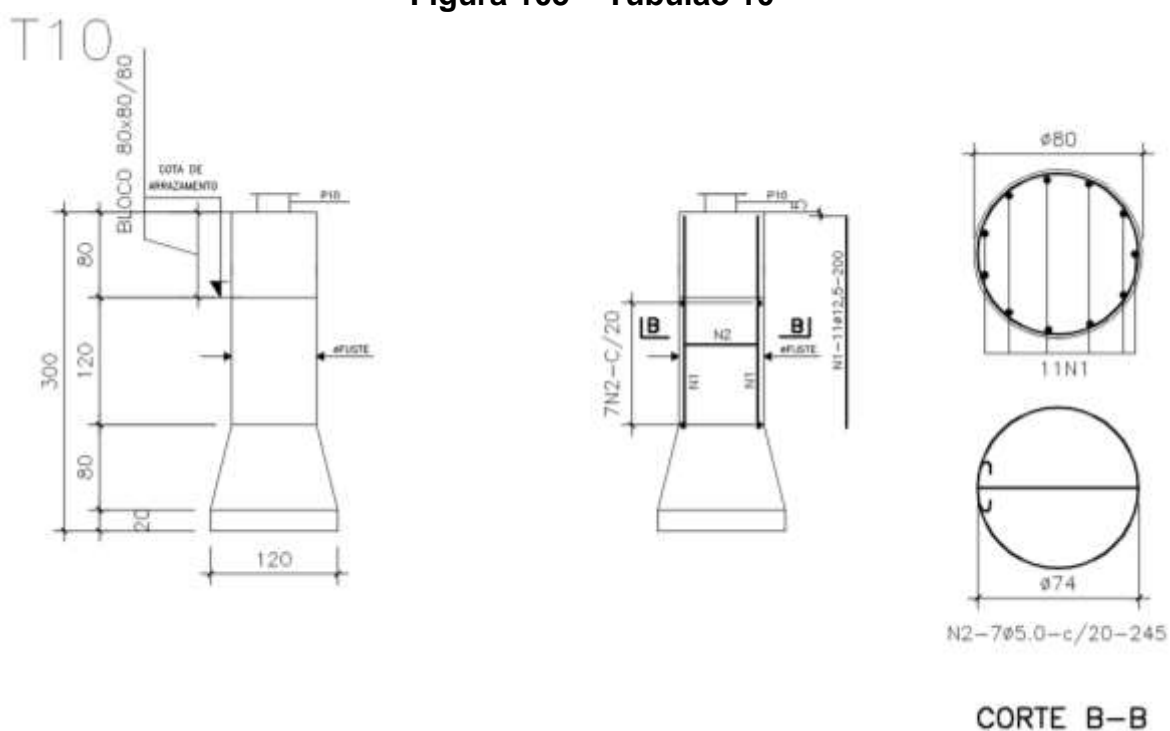
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 104 – Tubulão 1



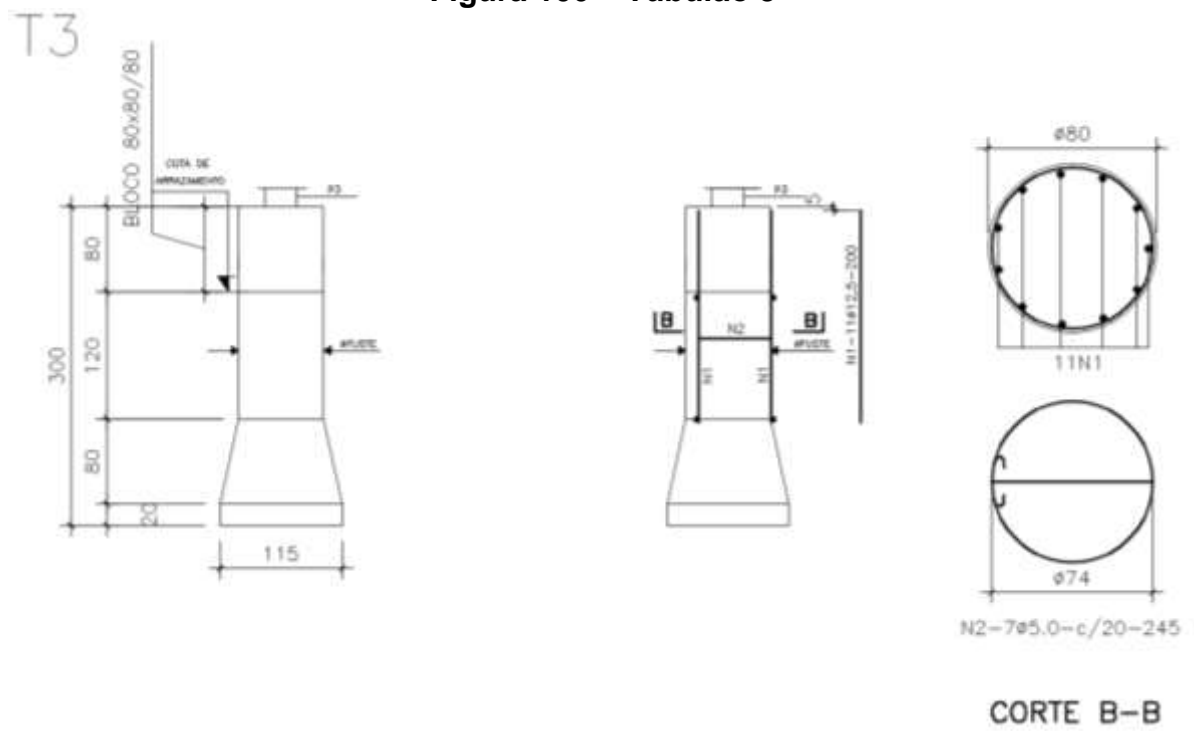
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 105 – Tubulão 10



Fonte: Elaborado pelo Autor

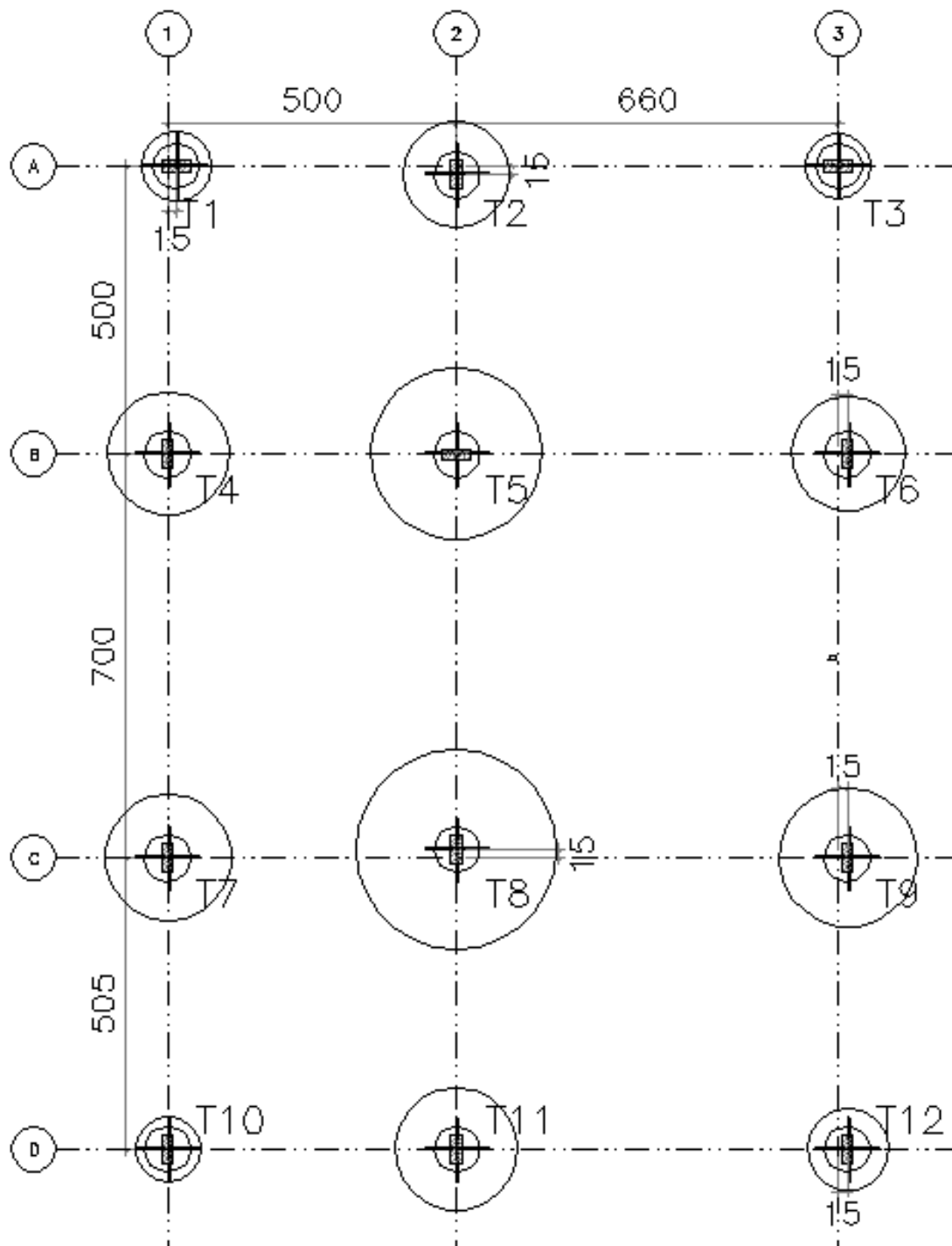
Figura 106 – Tubulão 3



Fonte: Elaborado pelo Autor

Podemos observar na figura a seguir a locação dos tubulões

Figura 107 – Locação dos Tubulões



Fonte: Elaborado pelo Autor

10 CONCLUSÃO

Com o avanço tecnológico dos últimos anos, vários programas computacionais são criados com o objetivo de resolver problemas estruturais no ramo da engenharia civil. Os diferentes métodos existentes geram valores aproximados, sistemas que descrevam o comportamento de estruturas – com as análises de tensão, deformação, fissuras e fraturas no material – facilitando a compreensão por parte do profissional.

Contudo, vários profissionais do ramo de estruturas não conhecem de fato de onde vem tais valores e no que se aplica. O tema proposto demonstra cada resultado de todo o cálculo de um edifício residencial, exemplificando passo a passo.

Assim, análise e cálculos de elementos estruturais em concreto armado trata-se de operações compreensíveis para um engenheiro, no qual devem seguir várias normas regulamentadoras brasileiras, sendo tradicional, simples e ao mesmo tempo abrangente, pois pode ser empregado em problematizações com diferentes graus de complexidade.

Os cálculos foram realizados manualmente, dando uma maior assimilação da estrutura, contribuindo assim, para uma melhor concepção estrutural. Percebeu-se, que para o cálculo de um edifício existem vários passos que se devem seguir para chegar ao resultado real. Que a concepção do projetista também deve acompanhar normas que estabelecem valores mínimos e máximos.

Enfim, os cálculos se mostraram efetivos para o edifício proposto, servindo para assimilar e compreender em conjuntos as bases teóricas impostas pelas Normas Brasileiras Regulamentadoras.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118:2014.** Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. NBR 6120:1980.** São Paulo, SP, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. NBR 8681:2003.** Rio de Janeiro, RJ, ABNT.

GROSSI, Renato Martins. **Estruturas em Concreto Armado, Notas de Aula.** Belo Horizonte, MG, 2014.

SCADELAI, Murilo A.; PINHEIRO, Libânio M. **Estruturas de Concreto - Capítulo 16: Pilares.** 2005. Departamento de Engenharia de Estruturas. Universidade de São Paulo. São Paulo / SP. Disponível em:
<<http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec802/Pilares/16%20Pilares.pdf>> Acessado em: 22 de setembro de 2018.