



UFMG

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

ESCOLA DE ENGENHARIA

CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

TRABALHO FINAL

**DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE LAJES E VIGAS EM CONCRETO
ARMADO**

NOME: PEDRO HENRIQUE MOREIRA DE PAOLI

PROFESSOR: NEY AMORIM

Belo Horizonte
2012

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO.....	4
2.	OBJETIVO.....	4
3.	PROGRAMAS UTILIZADOS.....	4
4.	DESENVOLVIMENTO.....	4
5.	DADOS DA ESTRUTURA E PARÂMETROS DE CÁLCULO.....	5
5.1.	Estrutura.....	5
5.2.	Parâmetros.....	5
6.	REAÇÕES E MOMENTOS NAS LAJES.....	6
6.1.	Laje L1.....	6
6.2.	Laje L2.....	8
6.3.	Laje L3.....	10
6.4.	Laje L4.....	11
6.5.	Compensação de Negativos.....	12
6.6.	Resumo das Reações e Momentos nas Lajes.....	13
7.	DETALHAMENTO DAS LAJES.....	14
7.1.	Laje L1.....	14
7.2.	Laje L2.....	15
7.3.	Laje L3.....	16
7.4.	Laje L4.....	16
8.	VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS MÁXIMAS NAS LAJES.....	19
8.1.	Laje L1.....	19
8.2.	Laje L2.....	19
8.3.	Laje L3.....	20
8.4.	Laje L4.....	21
9.	CÁLCULO DAS VIGAS V1, V5 E V6.....	22
9.1.	Viga V1.....	22
9.2.	Viga V5.....	25

9.3.	Viga V6.....	29
10.	DETALHAMENTO DAS VIGAS V1, V5 E V6.....	32
10.1.	Viga V1.....	32
10.2.	Viga V5.....	33
10.3.	Viga V6.....	33
11.	CONCLUSÃO.....	34
12.	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	34

1. INTRODUÇÃO

Placas são elementos estruturais de superfície plana que possuem duas dimensões significativamente superiores à terceira (espessura) sujeitos a ações normais ao seu plano. As placas em concreto armado são usualmente denominadas lajes e, em geral, respeitam a seguinte relação, sendo denominadas placas esbeltas:

$$\frac{1}{100} \leq \frac{h}{a} < \frac{1}{5}$$

Onde:

- h: espessura;
- a: menor dimensão em planta.

Elementos lineares são aqueles elementos estruturais cuja maior dimensão da seção transversal é menor que 1/3 do seu comprimento longitudinal, sendo também denominados barras. As barras em que a flexão é preponderante são denominadas vigas.

2. OBJETIVO

O presente trabalho tem como objetivo apresentar o dimensionamento e o detalhamento de lajes e vigas em concreto armado.

3. PROGRAMAS UTILIZADOS

Para efetuar a análise estrutural das vigas, permitindo a determinação dos esforços solicitantes na estrutura, utilizou-se o software SAP 2000.

O software SAP 2000 também foi utilizado para a determinação da flecha máxima da laje em balanço L3.

4. DESENVOLVIMENTO

Para determinação das reações de apoio, momentos fletores e flechas elástica nas lajes foram utilizadas as tabelas de cálculo dos Prof. José de Miranda Tepedino, baseadas na teoria clássica ou de Kirchhoff. Para a determinação da flecha máxima da laje em balanço L3 foi utilizado o software SAP 2000.

Para a determinação dos esforços solicitantes nas vigas foi utilizado o software SAP 2000.

O dimensionamento e detalhamento das estruturas foi efetuado de acordo com a NBR 6118:2007.

O presente trabalho apresenta o cálculo e detalhamento de todas as lajes da estrutura apresentada no item 5.1 e o cálculo e detalhamento das vigas V1, V5 e V6.

5. DADOS DA ESTRUTURA E PARÂMETROS DE CÁLCULO

5.1. Estrutura

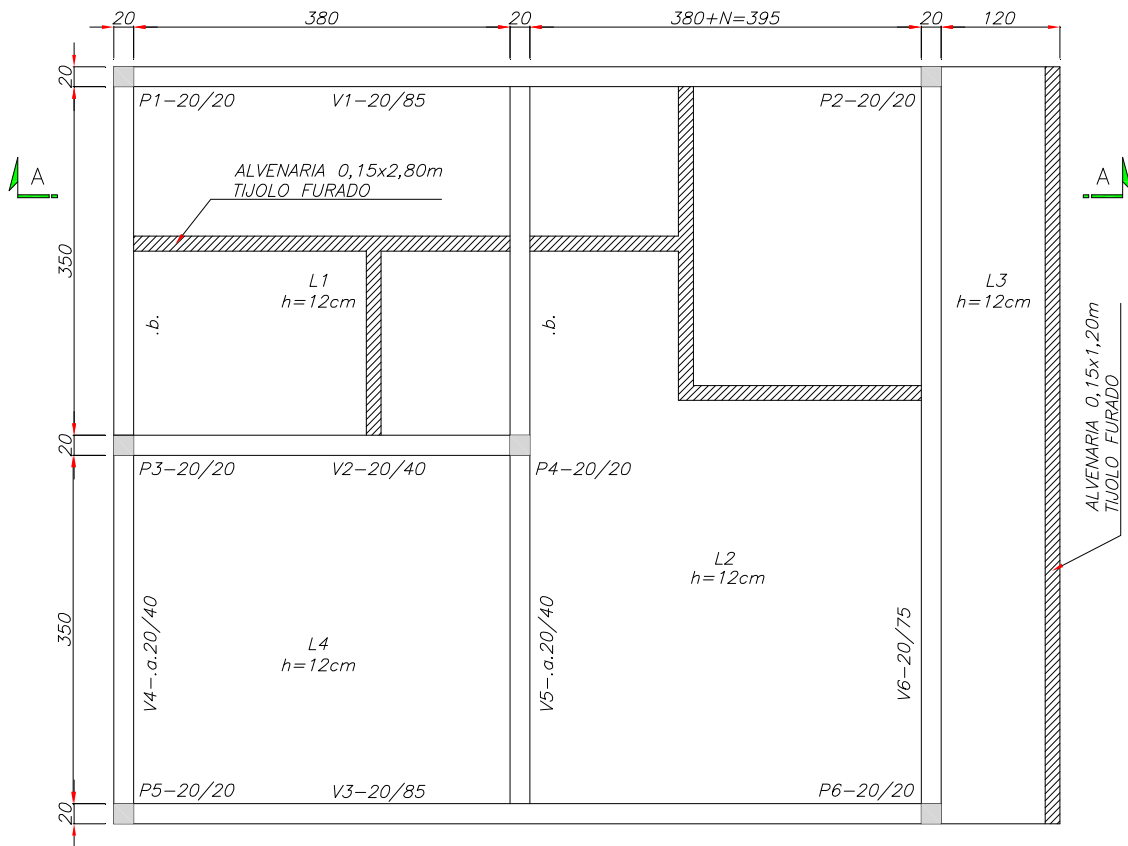


Figura 1 – Planta da Estrutura

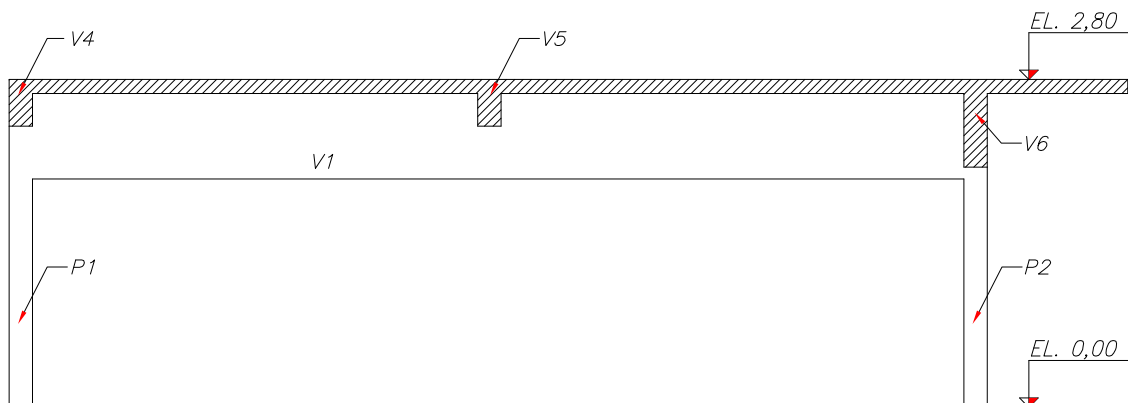


Figura 2 – Seção A-A

5.2. Parâmetros

- Concreto $f_{ck} = 25$ MPa;
- Aço CA-50/60;
- Obra residencial;
- Sobrecarga = 2 kN/m²;
- Revestimento = 1 kN/m²;

- Alvenaria 0,15 x 2,80 m tijolos furados sobre todas as vigas;
- Regime elástico.

6. REAÇÕES E MOMENTOS NAS LAJES

6.1. Laje L1

6.1.1 Modelo Estrutural

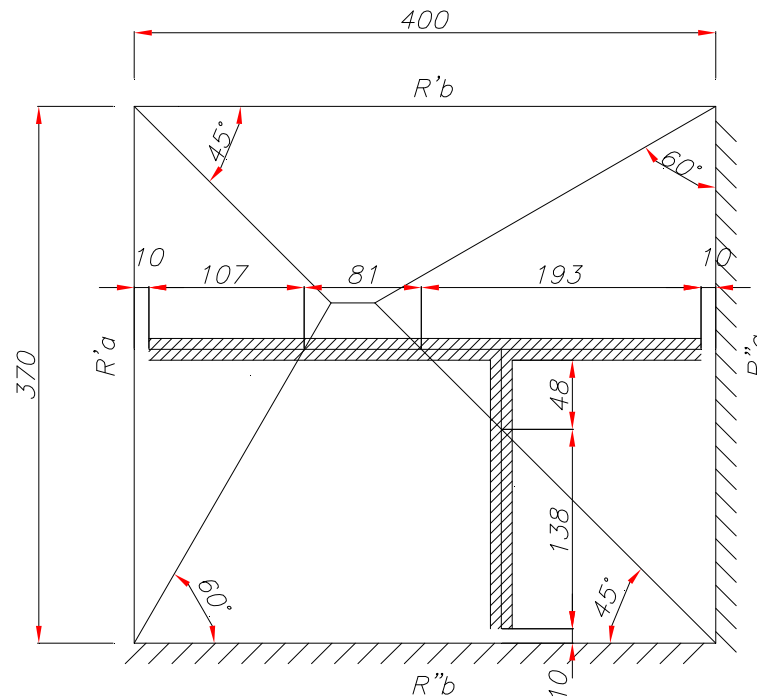


Figura 3 – Modelo Laje L1

6.1.2 Carregamentos

Peso próprio da laje: $PP = 0,12 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,00 \text{ kN/m}^2$

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

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

Carga permanente: $g = 3,00 + 1,00 = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Carga acidental: $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Carga total: $p = g + q = 6,00 \text{ kN/m}^2$

Alvenaria: $ALV = 0,15 \text{ m} \times 2,80 \text{ m} \times 13 \text{ kN/m}^3 = 5,46 \text{ kN/m}$

Distribuição da carga de alvenaria:

- R'_a : 107cm
- R''_a : 193 + 48 = 241cm
- R'_b : 0
- R''_b : 81 + 138 = 219cm

6.1.3 Cálculo

Laje Tipo C

$$\frac{b}{a} = \frac{400}{370} = 1,08$$

Para o cálculo das reações: $p \times a = 6,00 \times 3,70 = 22,20$

Para o cálculo dos momentos: $p \times a^2 = 6,00 \times 3,70^2 = 82,14$

Incluindo a carga de alvenaria:

$$p' = 6,00 + \frac{5,65 \times 5,46}{3,70 \times 4,00} = 8,08 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Para o cálculo dos momentos incluindo a alvenaria: $p' \times a^2 = 8,08 \times 3,70^2 = 110,62$

Da tabela de reações de apoio em lajes retangulares, laje tipo C:

$$r_a' = 0,183$$

$$r_a'' = 0,317$$

$$r_b' = 0,197$$

$$r_b'' = 0,340$$

Reações de apoio, incluindo a carga de alvenaria:

$$R_a' = r_a' \times p \times a + \frac{1,07 \times 5,46}{3,70} = 0,183 \times 22,20 + \frac{1,07 \times 5,46}{3,70} = 5,64 \text{ kN} / \text{m}$$

$$R_a'' = r_a'' \times p \times a + \frac{2,41 \times 5,46}{3,70} = 0,317 \times 22,20 + \frac{2,41 \times 5,46}{3,70} = 10,59 \text{ kN} / \text{m}$$

$$R_b' = r_b' \times p \times a = 0,197 \times 22,20 = 4,37 \text{ kN} / \text{m}$$

$$R_b'' = r_b'' \times p \times a + \frac{2,19 \times 5,46}{4,00} = 0,340 \times 22,20 + \frac{2,19 \times 5,46}{4,00} = 10,54 \text{ kN} / \text{m}$$

Da tabela de momentos fletores, regime elástico, laje tipo C:

$$m_a = 32,48$$

$$m_b = 37,36$$

$$n_a = 13,02$$

$$n_b = 13,74$$

$$M_a = \frac{p' \times a^2}{m_a} = \frac{110,62}{32,48} = 3,41 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$M_b = \frac{p' \times a^2}{m_b} = \frac{110,62}{37,36} = 2,96 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$X_a = \frac{p' \times a^2}{n_a} = \frac{110,62}{13,02} = 8,50 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$X_b = \frac{p \times a^2}{n_b} = \frac{110,62}{13,74} = 8,05 \text{ kN} \times \text{m}$$

6.2. Laje L2

6.2.1 Modelo Estrutural

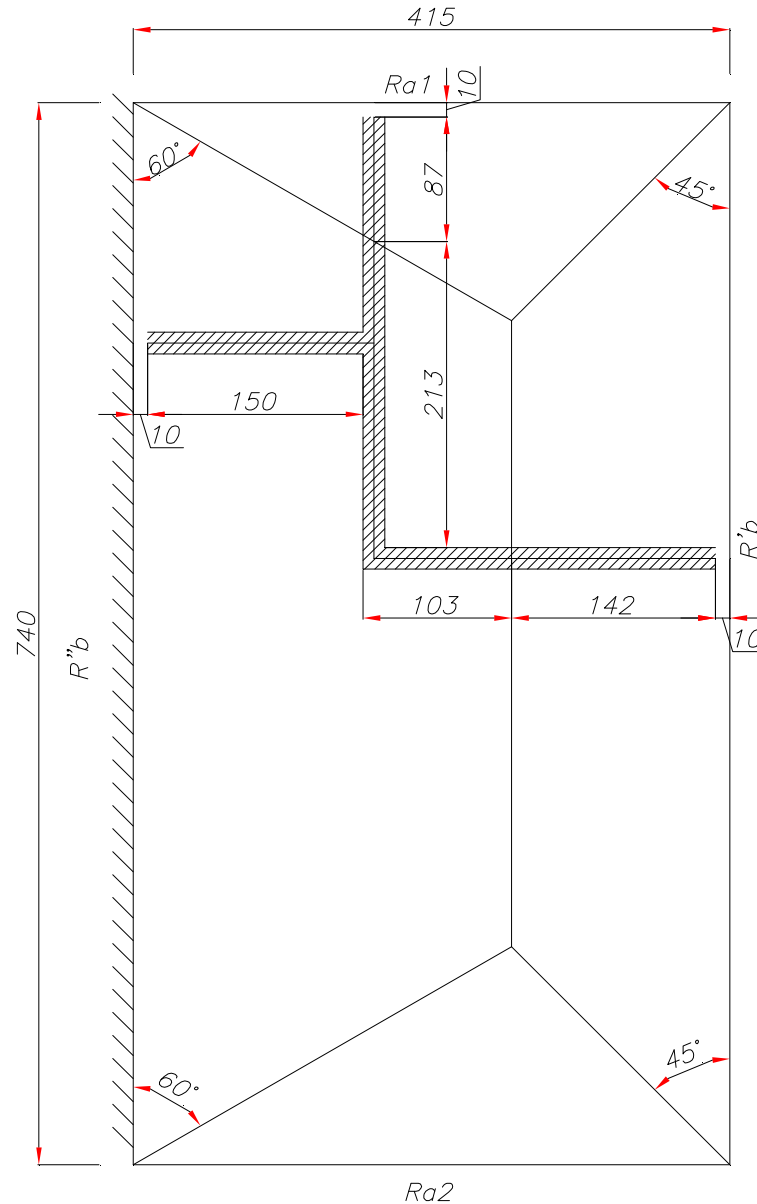


Figura 4 – Modelo Laje L2

6.2.2 Carregamentos

Peso próprio da laje: $PP = 0,12 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,00 \text{ kN/m}^2$

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

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

Carga permanente: $g = 3,00 + 1,00 = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Carga acidental: $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Carga total: $p = g + q = 6,00 \text{ kN/m}^2$

Alvenaria: $ALV = 0,15 \text{ m} \times 2,80 \text{ m} \times 13 \text{ KN/m}^3 = 5,46 \text{ kN/m}$

Distribuição da carga de alvenaria:

- $R_{a1} : 87 \text{ cm}$
- $R_{a2} : 0$
- $R'_b : 142 \text{ cm}$
- $R''_b : 150 + 213 + 103 = 466 \text{ cm}$

6.2.3 Cálculo

Laje Tipo B

$$\frac{b}{a} = \frac{740}{415} = 1,78$$

Para o cálculo das reações: $p \times a = 6,00 \times 4,15 = 24,90$

Para o cálculo dos momentos: $p \times a^2 = 6,00 \times 4,15^2 = 103,34$

Incluindo a carga de alvenaria:

$$p' = 6,00 + \frac{6,95 \times 5,46}{4,15 \times 7,40} = 7,24 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Para o cálculo dos momentos incluindo a alvenaria: $p' \times a^2 = 7,24 \times 4,15^2 = 124,69$

Da tabela de reações de apoio em lajes retangulares, laje tipo B:

$$r_a = 0,183$$

$$r'_b = 0,291$$

$$r''_b = 0,503$$

Reações de apoio, incluindo a carga de alvenaria:

$$R_{a,1} = r_a \times p \times a + \frac{0,87 \times 5,46}{4,15} = 0,183 \times 24,90 + \frac{0,87 \times 5,46}{4,15} = 5,70 \text{ kN} / \text{m}$$

$$R_{a,2} = r_a \times p \times a = 0,183 \times 24,90 = 4,56 \text{ kN} / \text{m}$$

$$R'_b = r'_b \times p \times a + \frac{1,42 \times 5,46}{7,40} = 0,291 \times 24,90 + \frac{1,42 \times 5,46}{7,40} = 8,29 \text{ kN} / \text{m}$$

$$R''_b = r''_b \times p \times a + \frac{4,66 \times 5,46}{7,40} = 0,503 \times 24,90 + \frac{4,66 \times 5,46}{7,40} = 15,96 \text{ kN} / \text{m}$$

Da tabela de momentos fletores, regime elástico, laje tipo B:

$$m_a = 17,48$$

$$m_b = 58,68$$

$$n_a = 8,44$$

$$M_a = \frac{p' \times a^2}{m_a} = \frac{124,69}{17,48} = 7,13 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$M_b = \frac{p \times a^2}{m_b} = \frac{124,69}{58,68} = 2,12 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$X_a = \frac{p \times a^2}{n_a} = \frac{124,69}{8,44} = 14,77 \text{ kN} \times \text{m}$$

6.3. Laje L3

6.3.1 Modelo Estrutural

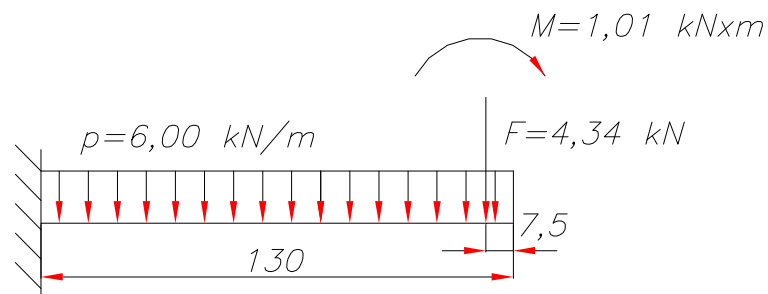


Figura 5 – Modelo Laje L3

6.3.2 Carregamentos

Peso próprio da laje: $PP = 0,12 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,00 \text{ kN/m}^2$

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

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

Carga permanente: $g = 3,00 + 1,00 = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Carga acidental: $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Carga total: $p = g + q = 6,00 \text{ kN/m}^2$

Alvenaria: $ALV = 0,15 \text{ m} \times 1,20 \text{ m} \times 13 \text{ kN/m}^3 = 2,34 \text{ kN/m}$

Carga Vertical: $V = 2,00 \text{ kN/m}$

Momento: $M = 0,8 \text{ kN} \times (1,20 + 0,12/2) \text{ m} = 1,01 \text{ kN} \times \text{m}$

6.3.3 Cálculo

Reação:

$$R = p \times L + F = 6,00 \times 1,30 + 4,34 = 12,14 \text{ kN} / \text{m}$$

Momento:

$$X = \frac{p \times L^2}{2} + Fx(L - 0,075) + M = \frac{6,00 \times 1,30^2}{2} + 4,34 \times (1,30 - 0,075) + 1,01 = 11,40 \text{ kN} / \text{m}$$

6.4. Laje L4

6.4.1 Modelo Estrutural

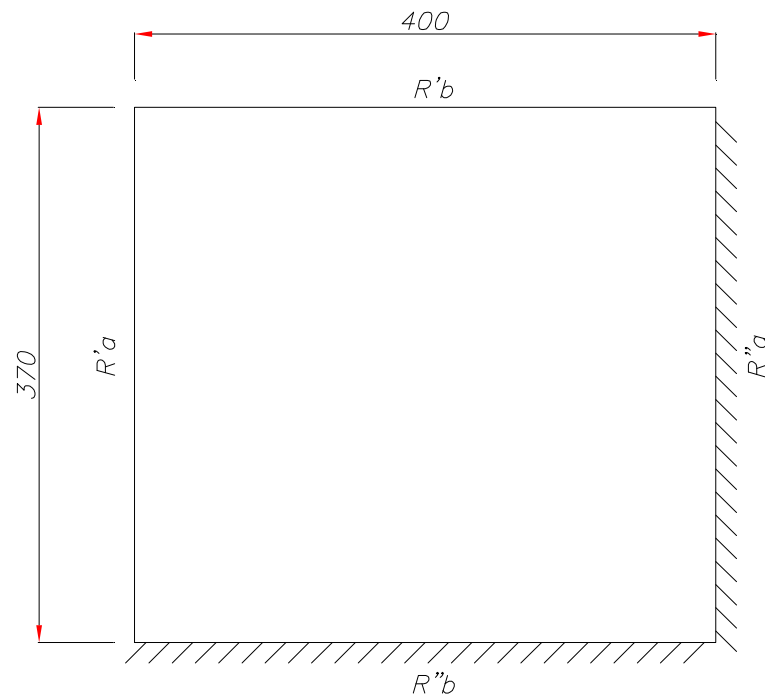


Figura 6 – Modelo Laje L4

6.4.2 Carregamentos

Peso próprio da laje: $PP = 0,12 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,00 \text{ kN/m}^2$

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

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

Carga permanente: $g = 3,00 + 1,00 = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Carga acidental: $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Carga total: $p = g + q = 6,00 \text{ kN/m}^2$

6.4.3 Cálculo

Laje Tipo C

$$\frac{b}{a} = \frac{400}{370} = 1,08$$

Para o cálculo das reações: $p \times a = 6,00 \times 3,70 = 22,20$

Para o cálculo dos momentos: $p \times a^2 = 6,00 \times 3,70^2 = 82,14$

Da tabela de reações de apoio em lajes retangulares, laje tipo C:

$$r_a' = 0,183$$

$$r_a'' = 0,317$$

$$r_b' = 0,197$$

$$r_b'' = 0,340$$

Reações de apoio:

$$R_a' = r_a' \times p \times a = 0,183 \times 22,20 = 4,06 \text{ kN} / m$$

$$R_a'' = r_a'' \times p \times a = 0,317 \times 22,20 = 7,04 \text{ kN} / m$$

$$R_b' = r_b' \times p \times a = 0,197 \times 22,20 = 4,37 \text{ kN} / m$$

$$R_b'' = r_b'' \times p \times a = 0,340 \times 22,20 = 7,55 \text{ kN} / m$$

Da tabela de momentos fletores, regime elástico, laje tipo C:

$$m_a = 32,48$$

$$m_b = 37,36$$

$$n_a = 13,02$$

$$n_b = 13,74$$

$$M_a = \frac{p \times a^2}{m_a} = \frac{82,14}{32,48} = 2,53 \text{ kN} \times m$$

$$M_b = \frac{p \times a^2}{m_b} = \frac{82,14}{37,36} = 2,20 \text{ kN} \times m$$

$$X_a = \frac{p \times a^2}{n_a} = \frac{82,14}{13,02} = 6,31 \text{ kN} \times m$$

$$X_b = \frac{p \times a^2}{n_b} = \frac{82,14}{13,74} = 5,98 \text{ kN} \times m$$

6.5. Compensação de Negativos

6.5.1 Entre a Laje L1 e a Laje L2

$$X_{L1} = 8,05 \text{ kN} \times m$$

$$X_{L2} = 14,77 \text{ kN} \times m$$

$$X_{MED} = \frac{X_{L1} + X_{L2}}{2} = 11,41 \text{ kN} \times m$$

$$0,80 \times X_{MÁX} = 0,80 \times X_{L2} = 11,82 \text{ kN} \times m$$

$$X_{FINAL} = 11,82 \text{ kN} \times m$$

6.5.2 Entre a Laje L2 e a Laje L4

$$X_{L2} = 14,77 \text{ kN} \times m$$

$$X_{L4} = 5,98 \text{ kN} \times m$$

$$X_{MED} = \frac{X_{L2} + X_{L4}}{2} = 10,38 \text{ kN} \times m$$

$$0,80 \times X_{MÁX} = 0,80 \times X_{L2} = 11,82 \text{ kN} \times m$$

$$X_{FINAL} = 11,82kN \times m$$

6.5.3 Entre a Laje L1 e a Laje L4

$$X_{L1} = 8,50kN \times m$$

$$X_{L4} = 6,31kN \times m$$

$$X_{MED} = \frac{X_{L1} + X_{L4}}{2} = 7,41kN \times m$$

$$0,80 \times X_{MÁX} = 0,80 \times X_{L1} = 6,80kN \times m$$

$$X_{FINAL} = 7,41kN \times m$$

6.6. Resumo das Reações e Momentos nas Lajes

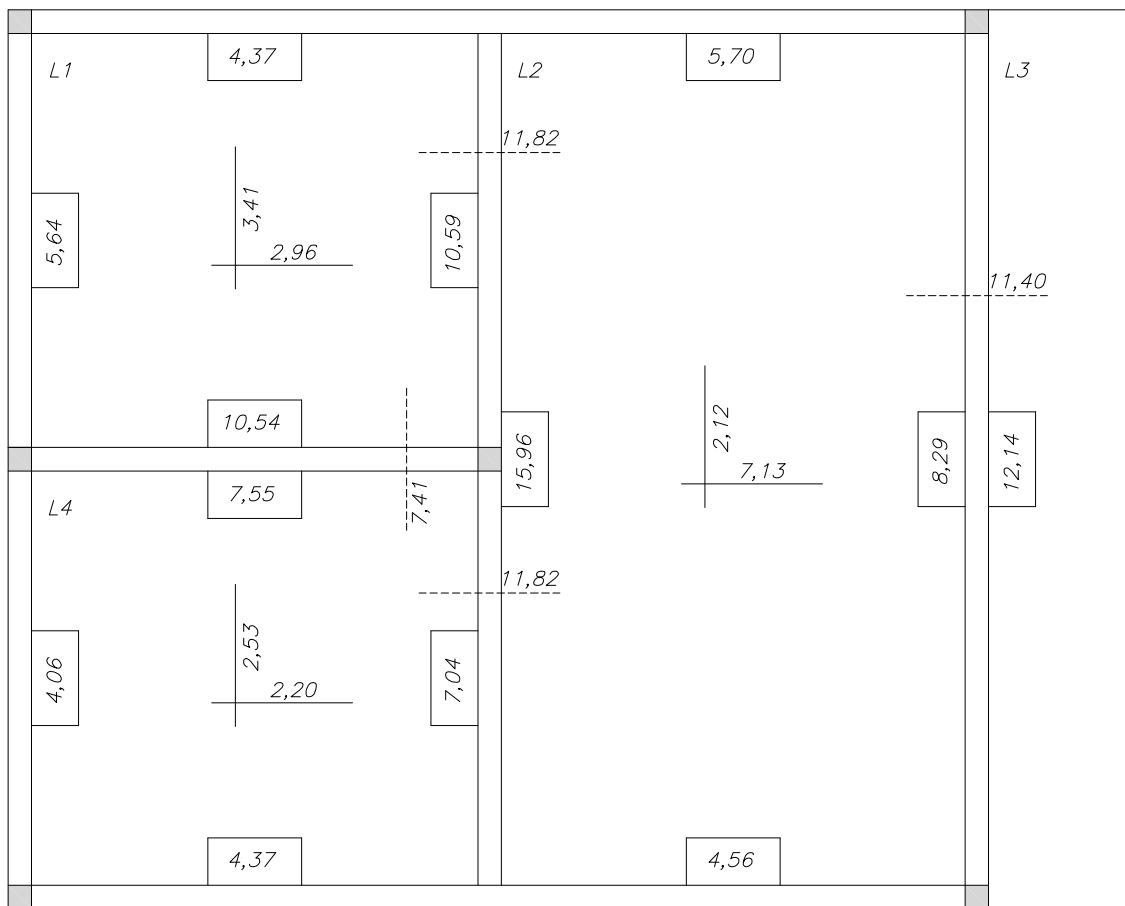


Figura 7 – Reações e Momentos nas Lajes

7. DETALHAMENTO DAS LAJES

7.1. Laje L1

7.1.1 Momento Positivo $M = 2,96 \text{ kN x m}$

Aço CA-60

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
296	100	25	12	9

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,034	0,034	0,90	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
0,90	0,00	1,44

$\phi 5c / 13cm$

7.1.2 Momento Positivo $M = 3,41 \text{ kN x m}$

Aço CA-60

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
341	100	25	12	9

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,039	0,039	1,04	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
1,04	0,00	1,44

$\phi 5c / 13cm$

7.1.3 Momento Negativo $X = 11,82 \text{ kN x m}$

Aço CA-60

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
1.182	100	25	12	9

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,135	0,135	3,80	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
3,80	0,00	1,80

$\phi 6,3c / 8cm$

7.1.4 Momento Negativo X = 7,41 kN x m

Aço CA-60

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
741	100	25	12	9

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,084	0,084	2,31	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
2,31	0,00	1,80

$\phi 6,3c / 13cm$

7.2. Laje L2

7.2.1 Momento Positivo M = 2,12 kN x m

Aço CA-60

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
212	100	25	12	9

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,024	0,024	0,64	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
0,64	0,00	1,44

$\phi 5c / 13cm$

7.2.2 Momento Positivo M = 7,13 kN x m

Aço CA-60

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
713	100	25	12	9

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,081	0,081	2,22	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
2,22	0,00	1,44

$\phi 6,3c / 14cm$

7.2.3 Momento Negativo X = 11,82 kN x m

Aço CA-60

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
1.182	100	25	12	9

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,135	0,135	3,80	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
3,80	0,00	1,80

$\phi 6,3c / 8cm$

7.3. Laje L3

7.3.1 Momento Negativo X = 11,40 kN x m

Aço CA-60

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
1.140	100	25	12	9

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,130	0,130	3,65	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
3,65	0,00	1,80

$\phi 6,3c / 8cm$

7.4. Laje L4

7.4.1 Momento Positivo M = 2,20 kN x m

Aço CA-60

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
220	100	25	12	9

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,025	0,025	0,66	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
0,66	0,00	1,44

$\phi 5c / 13cm$

7.4.2 Momento Positivo $M = 2,53 \text{ kN x m}$

Aço CA-60

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
253	100	25	12	9

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,029	0,029	0,77	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
0,77	0,00	1,44

$\phi 5c / 13cm$

7.4.3 Momento Negativo $X = 11,82 \text{ kN x m}$

Aço CA-60

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
1.182	100	25	12	9

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,135	0,135	3,80	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
3,80	0,00	1,80

$\phi 6,3c / 8cm$

7.4.4 Momento Negativo $X = 7,41 \text{ kN x m}$

Aço CA-60

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
741	100	25	12	9

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,084	0,084	2,31	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
2,31	0,00	1,80

$\phi 6,3c / 13cm$

7.4.5 Detalhamento

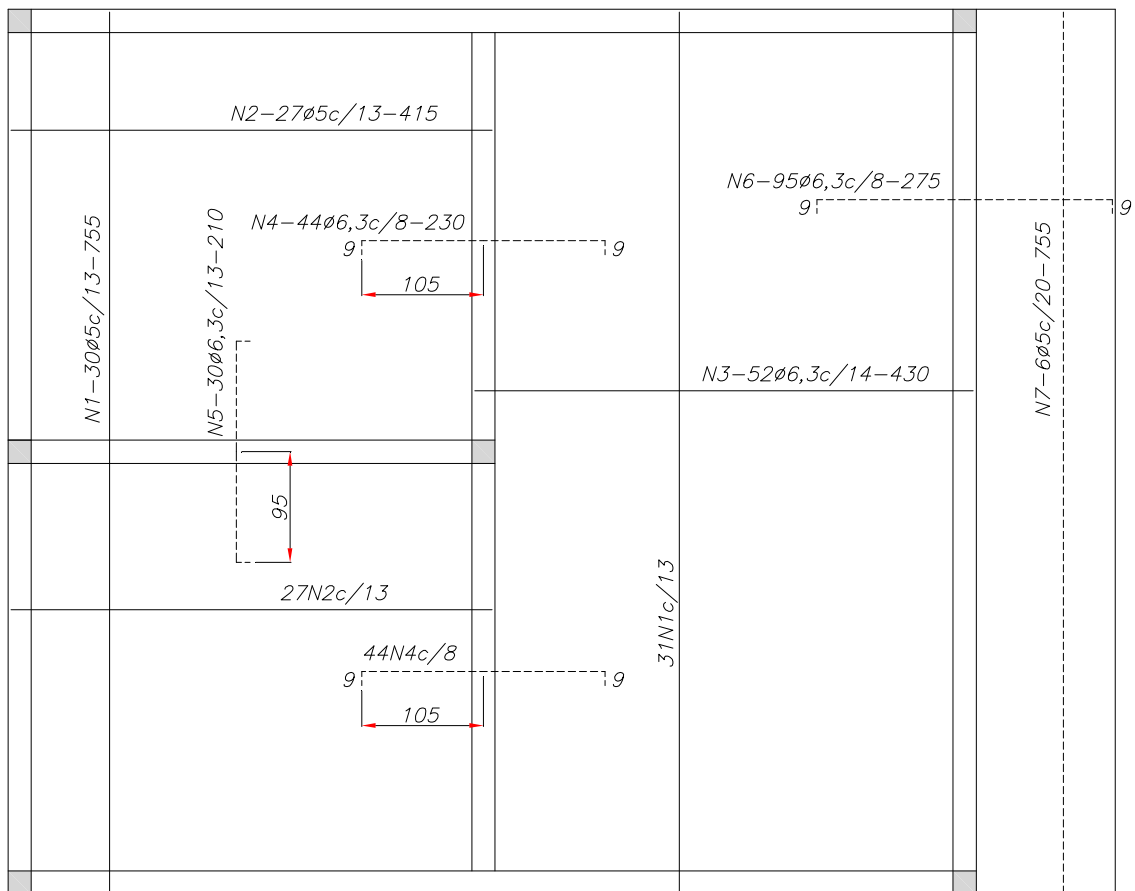


Figura 8 – Detalhamento das Lajes

8. VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS MÁXIMAS NAS LAJES

8.1. Laje L1

$$M_{a, serv} = M_g + \psi_2 \times M_q = \frac{(6,08 + 0,3 \times 2,00) \times 3,70^2}{32,48} = 2,82 \text{ kN} \times \text{m} = 282 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_r = \frac{150 \times f_{cm} \times h^2}{6}$$

$$f_{cm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$M_r = \frac{150 \times 0,256 \times 12^2}{6} = 922 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_r > M_{a, serv}$$

Estádio I

$$f_{\infty} = \frac{f_1 \times p_{\infty} \times a^4}{E_{cs} \times h^3}$$

$$p_{\infty} = 2,46 \times (g + 0,3 \times q)$$

$$p_{\infty} = 2,46 \times \left(4,00 + \frac{5,65 \times 5,46}{3,70 \times 4,00} + 0,3 \times 2,00 \right) = 16,44 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Da tabela de flecha elástica em lajes retangulares, laje tipo C:

$$f_1 = 0,028$$

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{25} = 23800 \text{ MPa} = 2380 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{\infty} = \frac{0,028 \times (16,44 \times 10^{-4}) \times 370^4}{2380 \times 12^3} = 0,21 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{370}{250} = 1,48 \text{ cm}$$

$$f_{\infty} < \frac{L}{250} \quad \text{ok}$$

8.2. Laje L2

$$M_{a, serv} = M_g + \psi_2 \times M_q = \frac{(5,24 + 0,3 \times 2,00) \times 4,15^2}{17,48} = 5,75 \text{ kN} \times \text{m} = 575 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_r = \frac{150 \times f_{cm} \times h^2}{6}$$

$$f_{cm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$M_r = \frac{150 \times 0,256 \times 12^2}{6} = 922 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_r > M_{a, serv}$$

Estádio I

$$f_{\infty} = \frac{f_1 \times p_{\infty} \times a^4}{E_{cs} \times h^3}$$

$$p_{\infty} = 2,46 \times (g + 0,3 \times q)$$

$$p_{\infty} = 2,46 \times \left(4,00 + \frac{6,95 \times 5,46}{4,15 \times 7,40} + 0,3 \times 2,00 \right) = 14,36 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Da tabela de flecha elástica em lajes retangulares, laje tipo B:

$$f_1 = 0,055$$

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{25} = 23800 \text{ MPa} = 2380 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{\infty} = \frac{0,055 \times (14,36 \times 10^{-4}) \times 415^4}{2380 \times 12^3} = 0,57 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{415}{250} = 1,66 \text{ cm}$$

$$f_{\infty} < \frac{L}{250} \quad \text{ok}$$

8.3. Laje L3

$$X_{a, serv} = X_g + \psi_2 \times X_q$$

$$X_{a, serv} = \frac{(4,00 + 0,3 \times 2,00) \times 1,30^2}{2} + (2,34 + 0,3 \times 2,00) \times (1,30 - 0,075) + 1,01 \times 0,3$$

$$X_{a, serv} = 7,79 \text{ kN} \times \text{m} = 779 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_r = \frac{150 \times f_{cm} \times h^2}{6}$$

$$f_{cm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$M_r = \frac{150 \times 0,256 \times 12^2}{6} = 922 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_r > X_{a, serv}$$

Estádio I

A flecha da laje L3 foi calculada através do software SAP 2000. O modelo estrutural está apresentado na Figura 5 do item 6.3.1.

Para aplicação dos carregamentos, levou-se em conta o fator de redução ψ_2 para as cargas acidentais e o fator de majoração para flecha no tempo infinito, devido à fluência do concreto.

$$p_{\infty} = 2,46 \times (g + \psi_2 \times q) = 2,46 \times (4,00 + 0,3 \times 2,00) = 11,32 \text{ kN} / \text{m}$$

$$F_{\infty} = 2,46 \times (F_g + \psi_2 \times F_q) = 2,46 \times (2,34 + 0,3 \times 2,00) = 7,23 \text{ kN}$$

$$M_{\infty} = 2,46 \times \psi_2 \times M = 2,46 \times 0,3 \times 1,01 = 0,75 \text{ kN} \times \text{m}$$

Pt Obj: 11
Pt Elm: 11
U1 = 0
U2 = 0
U3 = -0,0028
R1 = 0
R2 = .00306
R3 = 0

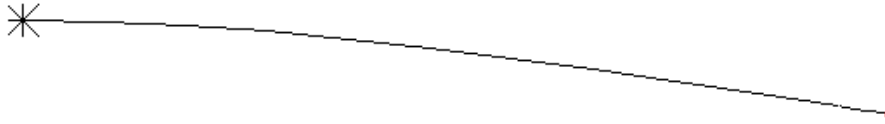


Figura 9 – Flecha máxima diferida no tempo Laje L3

Conforme mostrado na Figura 9, $f_{\infty} = 0,28 \text{ cm}$.

$$\frac{2 \times L}{250} = \frac{2 \times 130}{250} = 1,04 \text{ cm}$$

$$f_{\infty} < \frac{2 \times L}{250} \quad \text{ok}$$

8.4. Laje L4

$$M_{a, \text{serv}} = M_g + \psi_2 \times M_q = \frac{(4,00 + 0,3 \times 2,00) \times 3,70^2}{32,48} = 1,94 \text{ kN} \times \text{m} = 194 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_r = \frac{150 \times f_{cm} \times h^2}{6}$$

$$f_{cm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$M_r = \frac{150 \times 0,256 \times 12^2}{6} = 922 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$M_r > M_{a, \text{serv}}$$

Estádio I

$$f_{\infty} = \frac{f_1 \times p_{\infty} \times a^4}{E_{cs} \times h^3}$$

$$p_{\infty} = 2,46 \times (g + 0,3 \times q)$$

$$p_{\infty} = 2,46 \times (4,00 + 0,3 \times 2,00) = 11,32 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Da tabela de flecha elástica em lajes retangulares, laje tipo C:

$$f_1 = 0,028$$

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{25} = 23800 \text{ MPa} = 2380 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{\infty} = \frac{0,028 \times (11,32 \times 10^{-4}) \times 370^4}{2380 \times 12^3} = 0,14 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{370}{250} = 1,48cm$$

$$f_{\infty} < \frac{L}{250} \quad ok$$

9. CÁLCULO DAS VIGAS V1, V5 E V6

9.1. Viga V1

9.1.1 Modelo Estrutural e Carregamento

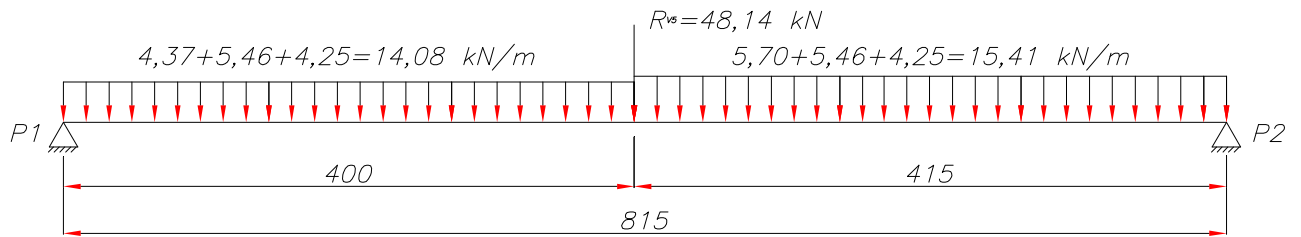


Figura 10 – Modelo Estrutural e Carregamento Viga V1

9.1.2 Diagrama de Momento Fletor

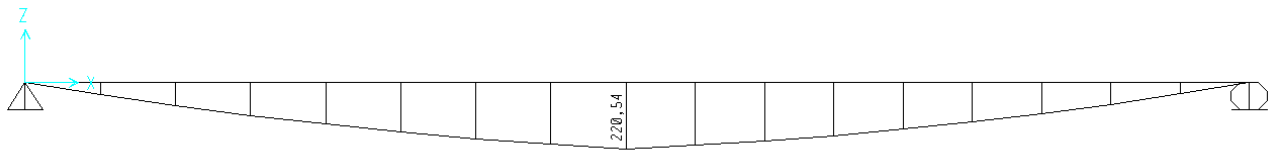


Figura 11 – Momento Viga V1

$$M_{m\acute{a}x} = 220,54kN \times m = 22.054kN \times cm$$

9.1.3 Diagrama de Força Cortante

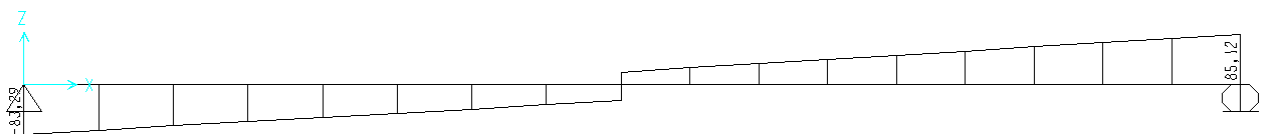


Figura 12 – Força Cortante Viga V1

$$V_{m\acute{a}x} = 85,12kN$$

9.1.4 Flexão

Aço CA-50

M (kN x cm)	b (cm)	f _{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
22.054	20	25	85	81

f _c	K	K'	A _{S1}	A _{S2}
1,518	0,155	0,155	9,58	0,00

A _S (cm ²)	A' _S (cm ²)	A _{S,min} (cm ²)
9,58	0,00	2,55

$$A_{s,adotado} = 5\phi 16 = 10,05\text{cm}^2$$

9.1.5 Cisalhamento

Verificação através do Modelo I

- Verificação do Concreto

$$V_{m\acute{a}x} = 85,12\text{kN}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_{sd}}{b_w \times d} = \frac{1,4 \times 85,12}{20 \times 81} = 0,074\text{kN} / \text{cm}^2$$

$$\text{Para } f_{ck} = 25 \text{ MPa, } \tau_{wd2} = 0,174 \times f_{ck} = 4,34\text{MPa} = 0,434\text{kN} / \text{cm}^2$$

$$\tau_{wd} < \tau_{wd2}$$

A biela de compressão do concreto está verificada.

- Cálculo da Armadura

$$A_{sw} = \rho_w \times b_w$$

$$\rho_w = \frac{100 \times (\tau_{wd} - \tau_{c0})}{39,15}$$

$$\text{Para } f_{ck} = 25 \text{ MPa, } \tau_{c0} = 0,0769\text{kN} / \text{cm}^2$$

$$\rho_w = \frac{100 \times (0,074 - 0,0769)}{39,15} < 0$$

$$\text{Para } f_{ck} = 25 \text{ MPa, } \rho_{w,min} = 0,103$$

$$A_{sw} = A_{sw,min} = \rho_{w,min} \times b_w = 0,103 \times 20 = 2,06\text{cm}^2 / m$$

$$\text{Para estribos simples (dois ramos), } \frac{A_{sw}}{2} = \frac{2,06}{2} = 1,03\text{cm}^2 / m$$

$$\phi 5c / 19\text{cm}$$

$$\text{Como } \frac{\tau_{wd}}{\tau_{wd2}} = \frac{0,074}{0,434} = 0,171 < 0,67, \quad s_{m\acute{a}x} = 0,6 \times d = 48,6 \leq 30\text{cm}$$

O espaçamento adotado de 19 cm está adequado.

9.1.6 Verificação da Fissuração

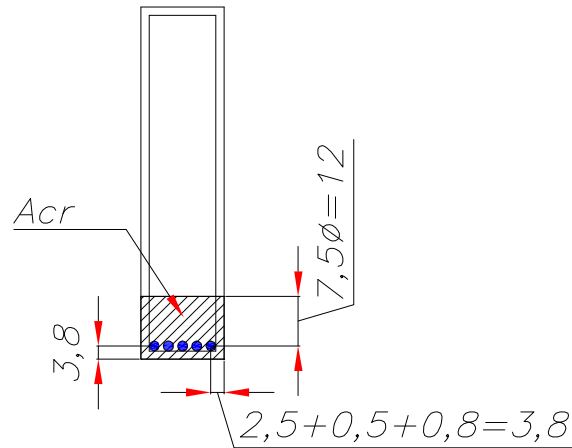


Figura 13 – Detalhamento da seção transversal Viga V1

$$A_{cr} = 20 \times (3,8 + 12) = 316 \text{ cm}^2$$

$$\rho_r = \frac{10,05}{316} = 0,0318$$

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yd} \times A_{s,cal}}{\gamma_f \times A_{se}} = \frac{43,5 \times 9,58}{1,7 \times 10,05} = 24,39 \text{ kN / cm}^2$$

$$f_{cm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN / cm}^2$$

$$\omega_1 = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{cm}} = \frac{16}{12,5 \times 2,25} \times \frac{24,39}{21000} \times \frac{3 \times 24,39}{0,256} = 0,189 \text{ mm}$$

$$\omega_2 = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = \frac{16}{12,5 \times 2,25} \times \frac{24,39}{21000} \times \left(\frac{4}{0,0318} + 45 \right) = 0,113 \text{ mm}$$

Adota-se o menor valor, portanto a abertura estimada de fissura é de 0,113mm.

$$\omega_k = 0,113 \text{ mm} \leq 0,3 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

9.1.7 Armadura de Pele

Em vigas com altura superior a 60 cm é necessário adotar armadura de pele.

$$A_{s,min} = 0,10\% \times A_{c,alma} = 0,10\% \times (20 \times 85) = 1,7 \text{ cm}^2 \quad (\text{em cada face})$$

$$s \leq 20 \text{ cm} \text{ e } s \leq \frac{d}{3} = \frac{81}{3} = 27 \text{ cm}$$

Quando tracionada $s \leq 15\phi$

$$A_{s,adotado} = 3\phi 10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

9.2. Viga V5

9.2.1 Modelo Estrutural e Carregamento

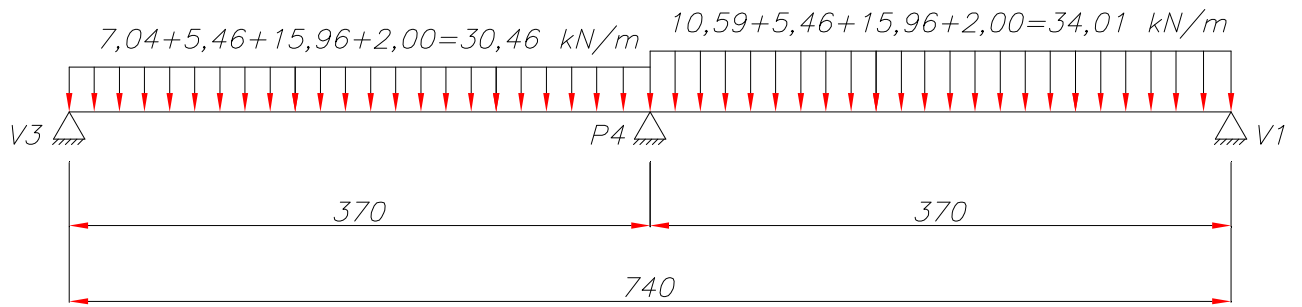


Figura 14 – Modelo Estrutural e Carregamento Viga V5

9.2.2 Diagrama de Momento Fletor

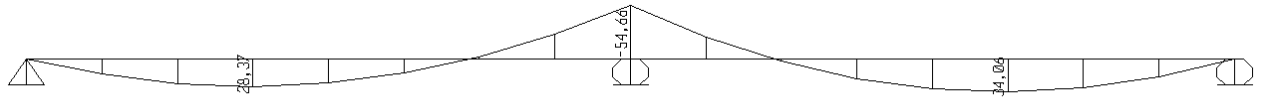


Figura 15 – Momento Viga V5

$$M_{máx,a} = 28,37kN \times m = 2.837kN \times cm$$

$$M_{máx,b} = 34,06kN \times m = 3.406kN \times cm$$

$$X_{máx} = 54,66kN \times m = 5.466kN \times cm$$

9.2.3 Diagrama de Força Cortante

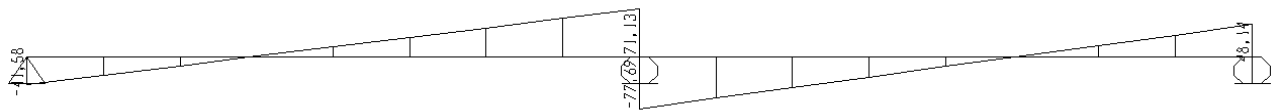


Figura 16 – Força Cortante Viga V5

$$V_{máx,a} = 71,98kN$$

$$V_{máx,b} = 77,69kN$$

9.2.4 Flexão

Aço CA-50

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
3.406	20	25	40	36

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,121	0,121	3,26	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
3,26	0,00	1,20

$$A_{s,adotado} = 3\phi 12,5 = 3,68\text{cm}^2$$

Aço CA-50

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
2.837	20	25	40	36

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,101	0,101	2,68	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
2,68	0,00	1,20

$$A_{s,adotado} = 3\phi 12,5 = 3,68\text{cm}^2$$

Aço CA-50

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
5.466	20	25	40	36

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,195	0,195	5,49	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,min}$ (cm ²)
5,49	0,00	1,20

$$A_{s,adotado} = 3\phi 16 = 6,03\text{cm}^2$$

9.2.5 Cisalhamento

Verificação através do Modelo I ($V = 77,69$ kN)

- Verificação do Concreto

$$V_{m\acute{a}x} = 77,69\text{kN}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_{sd}}{b_w \times d} = \frac{1,4 \times 77,69}{20 \times 36} = 0,151\text{kN} / \text{cm}^2$$

Para $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $\tau_{wd2} = 0,174 \times f_{ck} = 4,34 \text{ MPa} = 0,434 \text{ kN} / \text{cm}^2$

$$\tau_{wd} < \tau_{wd2}$$

A biela de compressão do concreto está verificada.

- Cálculo da Armadura

$$A_{sw} = \rho_w \times b_w$$

$$\rho_w = \frac{100 \times (\tau_{wd} - \tau_{c0})}{39,15}$$

Para $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $\tau_{c0} = 0,0769 \text{ kN} / \text{cm}^2$

$$\rho_w = \frac{100 \times (0,151 - 0,0769)}{39,15} = 0,189$$

Para $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $\rho_{w,mín} = 0,103$

$$A_{sw} = \rho_w \times b_w = 0,189 \times 20 = 3,78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Para estribos simples (dois ramos), $\frac{A_{sw}}{2} = \frac{3,78}{2} = 1,89 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$$\phi 6,3c / 16 \text{ cm}$$

Como $\frac{\tau_{wd}}{\tau_{wd2}} = \frac{0,151}{0,434} = 0,348 < 0,67$, $s_{máx} = 0,6 \times d = 21,6 \leq 30 \text{ cm}$

O espaçamento adotado de 16 cm está adequado.

Verificação através do Modelo I ($V = 71,13 \text{ kN}$)

- Verificação do Concreto

$$V_{máx} = 71,13 \text{ kN}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_{sd}}{b_w \times d} = \frac{1,4 \times 71,13}{20 \times 36} = 0,138 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Para $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $\tau_{wd2} = 0,174 \times f_{ck} = 4,34 \text{ MPa} = 0,434 \text{ kN} / \text{cm}^2$

$$\tau_{wd} < \tau_{wd2}$$

A biela de compressão do concreto está verificada.

- Cálculo da Armadura

$$A_{sw} = \rho_w \times b_w$$

$$\rho_w = \frac{100 \times (\tau_{wd} - \tau_{c0})}{39,15}$$

Para $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $\tau_{c0} = 0,0769 \text{ kN} / \text{cm}^2$

$$\rho_w = \frac{100 \times (0,138 - 0,0769)}{39,15} = 0,156$$

Para $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $\rho_{w,min} = 0,103$

$$A_{sw} = \rho_w \times b_w = 0,156 \times 20 = 3,12 \text{ cm}^2 / m$$

Para estribos simples (dois ramos), $\frac{A_{sw}}{2} = \frac{3,12}{2} = 1,56 \text{ cm}^2 / m$

$\phi 6,3c / 20 \text{ cm}$

$$\text{Como } \frac{\tau_{wd}}{\tau_{wd2}} = \frac{0,138}{0,434} = 0,318 < 0,67, \quad s_{m\acute{a}x} = 0,6 \times d = 21,6 \leq 30 \text{ cm}$$

O espaçamento adotado de 20 cm está adequado.

9.2.6 Verificação da Fissuração

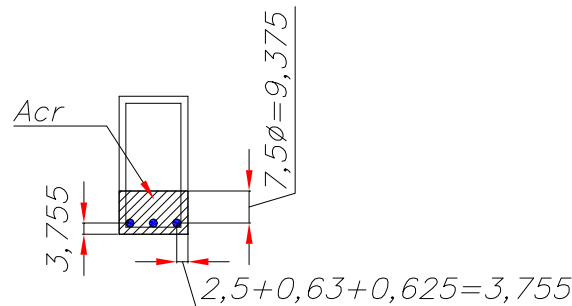


Figura 17 – Detalhamento da seção transversal Viga V5 - Momento Positivo

$$A_{cr} = 20 \times (3,755 + 9,375) = 262,6 \text{ cm}^2$$

$$\rho_r = \frac{3,68}{262,6} = 0,0140$$

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yd} \times A_{s,cal}}{\gamma_f \times A_{se}} = \frac{43,5 \times 3,26}{1,7 \times 3,68} = 22,67 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\omega_1 = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ctm}} = \frac{12,5}{12,5 \times 2,25} \times \frac{22,67}{21000} \times \frac{3 \times 22,67}{0,256} = 0,127 \text{ mm}$$

$$\omega_2 = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = \frac{12,5}{12,5 \times 2,25} \times \frac{22,67}{21000} \times \left(\frac{4}{0,0140} + 45 \right) = 0,159 \text{ mm}$$

Adota-se o menor valor, portanto a abertura estimada de fissura é de 0,127mm.

$$\omega_k = 0,127 \text{ mm} \leq 0,3 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

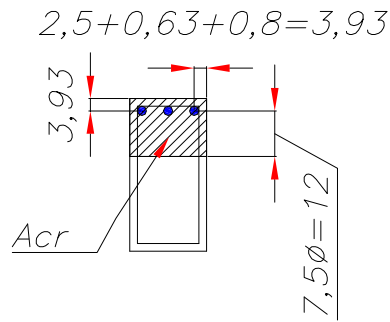


Figura 18 – Detalhamento da seção transversal Viga V5 - Momento Negativo

$$A_{cr} = 20 \times (3,93 + 12) = 318,6 \text{ cm}^2$$

$$\rho_r = \frac{6,03}{318,6} = 0,0189$$

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yd} \times A_{s,cal}}{\gamma_f \times A_{se}} = \frac{43,5 \times 5,49}{1,7 \times 6,03} = 23,30 \text{ kN / cm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN / cm}^2$$

$$\omega_1 = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ctm}} = \frac{16}{12,5 \times 2,25} \times \frac{23,30}{21000} \times \frac{3 \times 23,30}{0,256} = 0,172 \text{ mm}$$

$$\omega_2 = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = \frac{16}{12,5 \times 2,25} \times \frac{23,30}{21000} \times \left(\frac{4}{0,0189} + 45 \right) = 0,162 \text{ mm}$$

Adota-se o menor valor, portanto a abertura estimada de fissura é de 0,162mm.

$$\omega_k = 0,162 \text{ mm} \leq 0,3 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

9.2.7 Armadura de Pele

Em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm pode ser dispensada a utilização de armadura de pele.

9.3. Viga V6

9.3.1 Modelo Estrutural e Carregamento

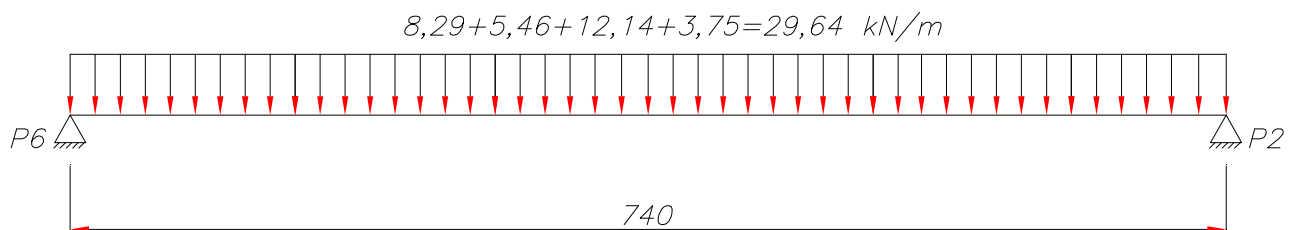


Figura 19 – Modelo Estrutural e Carregamento Viga V6

9.3.2 Diagrama de Momento Fletor

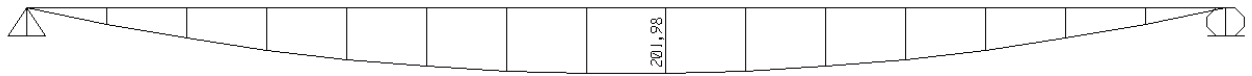


Figura 20 – Momento Viga V6

$$M_{m\acute{a}x} = 201,98kN \times m = 20.198kN \times cm$$

9.3.3 Diagrama de Força Cortante



Figura 21 – Força Cortante Viga V6

$$V_{m\acute{a}x} = 109,67kN$$

9.3.4 Flexão

Aço CA-50

M (kN x cm)	b (cm)	f_{ck} (MPa)	h (cm)	d (cm)
20.198	20	25	75	71

f_c	K	K'	A_{S1}	A_{S2}
1,518	0,185	0,185	10,21	0,00

A_S (cm ²)	A'_S (cm ²)	$A_{S,m\acute{i}n}$ (cm ²)
10,21	0,00	2,25

$$A_{s,adotado} = 4\phi 20 = 12,57cm^2$$

9.3.5 Cisalhamento

Verificação através do Modelo I

- Verificação do Concreto

$$V_{m\acute{a}x} = 109,67kN$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_{sd}}{b_w \times d} = \frac{1,4 \times 109,67}{20 \times 71} = 0,108kN / cm^2$$

$$\text{Para } f_{ck} = 25 \text{ MPa, } \tau_{wd2} = 0,174 \times f_{ck} = 4,34MPa = 0,434kN / cm^2$$

$$\tau_{wd} < \tau_{wd2}$$

A biela de compressão do concreto está verificada.

- Cálculo da Armadura

$$A_{sw} = \rho_w \times b_w$$

$$\rho_w = \frac{100 \times (\tau_{wd} - \tau_{c0})}{39,15}$$

Para $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $\tau_{c0} = 0,0769 \text{ kN} / \text{cm}^2$

$$\rho_w = \frac{100 \times (0,108 - 0,0769)}{39,15} = 0,079$$

Para $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $\rho_{w,mín} = 0,103$

$$A_{sw} = A_{sw,mín} = \rho_{w,mín} \times b_w = 0,103 \times 20 = 2,06 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Para estribos simples (dois ramos), $\frac{A_{sw}}{2} = \frac{2,06}{2} = 1,03 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$\phi 5 \text{ c} / 19 \text{ cm}$

Como $\frac{\tau_{wd}}{\tau_{wd2}} = \frac{0,079}{0,434} = 0,182 < 0,67$, $s_{máx} = 0,6 \times d = 42,6 \leq 30 \text{ cm}$

O espaçamento adotado de 19 cm está adequado.

9.3.6 Verificação da Fissuração

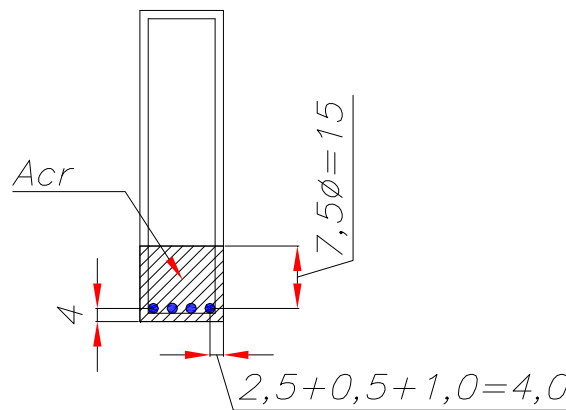


Figura 22 – Detalhamento da seção transversal Viga V6

$$A_{cr} = 20 \times (4 + 15) = 380 \text{ cm}^2$$

$$\rho_r = \frac{12,57}{380} = 0,0331$$

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yd} \times A_{s,cal}}{\gamma_f \times A_{se}} = \frac{43,5 \times 10,21}{1,7 \times 12,57} = 20,78 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\omega_1 = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ctm}} = \frac{20}{12,5 \times 2,25} \times \frac{20,78}{21000} \times \frac{3 \times 20,78}{0,256} = 0,171mm$$

$$\omega_2 = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = \frac{20}{12,5 \times 2,25} \times \frac{20,78}{21000} \times \left(\frac{4}{0,0331} + 45 \right) = 0,117mm$$

Adota-se o menor valor, portanto a abertura estimada de fissura é de 0,117mm.

$$\omega_k = 0,117mm \leq 0,3mm \quad ok$$

9.3.7 Armadura de Pele

Em vigas com altura superior a 60 cm é necessário adotar armadura de pele.

$$A_{s,min} = 0,10\% \times A_{c,alma} = 0,10\% \times (20 \times 75) = 1,5cm^2 \quad (\text{em cada face})$$

$$s \leq 20cm \text{ e } s \leq \frac{d}{3} = \frac{81}{3} = 27cm$$

Quando tracionada $s \leq 15\phi$

$$A_{s,adotado} = 3\phi 10 = 2,36cm^2$$

10. DETALHAMENTO DAS VIGAS V1, V5 E V6

10.1. Viga V1

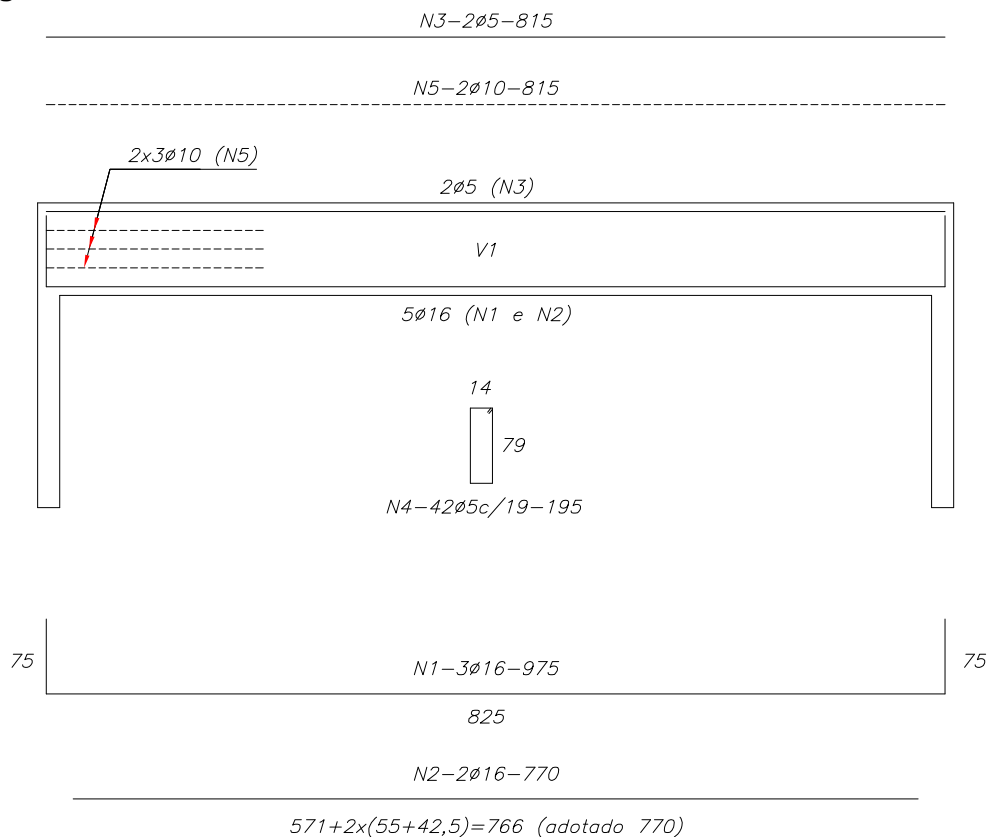


Figura 23 – Detalhamento Viga V1

10.2. Viga V5

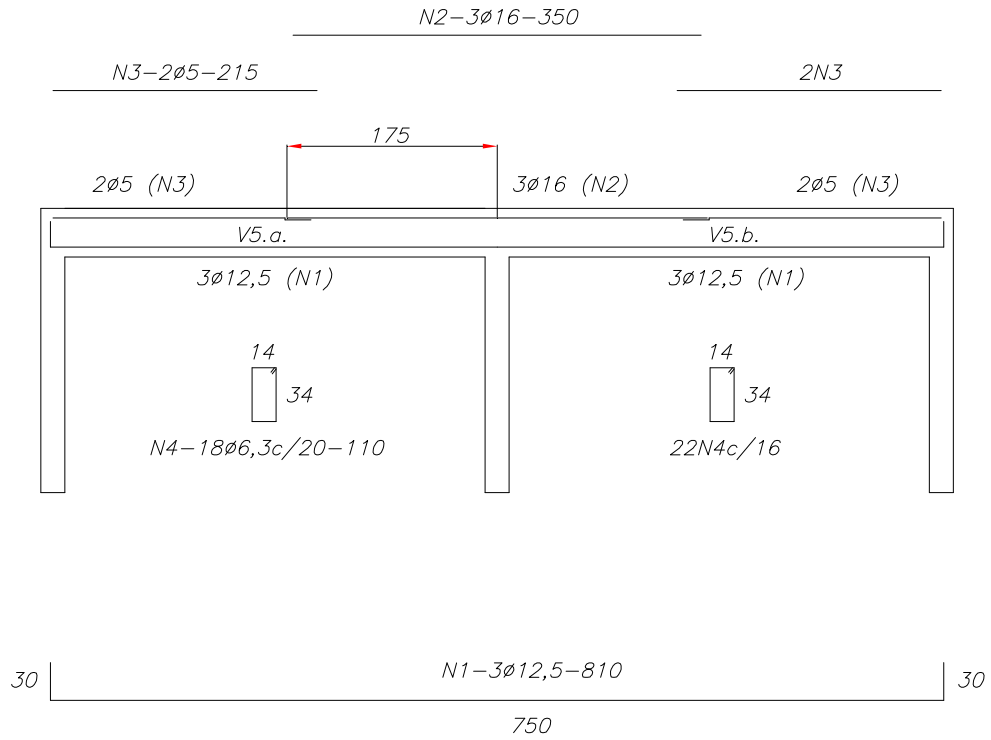


Figura 24 – Detalhamento Viga V5

10.3. Viga V6

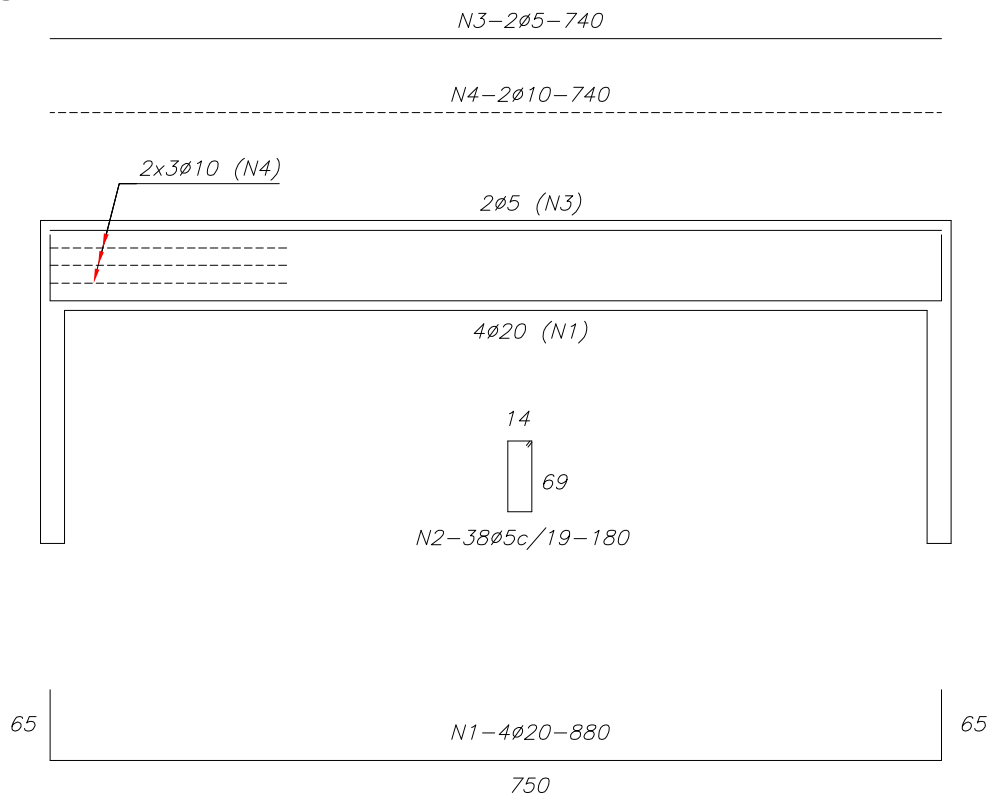


Figura 25 – Detalhamento Viga V6

11. CONCLUSÃO

O presente trabalho apresentou o dimensionamento e detalhamento de lajes e vigas em concreto armado, efetuado de acordo com a NBR 6118:2007.

Para a determinação dos esforços solicitantes nas vigas foi utilizado o software SAP 2000 e para a determinação das reações de apoio, momentos fletores e flechas elásticas nas lajes foram utilizadas as tabelas de cálculo dos Prof. José de Miranda Tepedino, baseadas na teoria clássica ou de Kirchhoff. Em substituição à utilização das tabelas, poderia ser utilizado também o software SAP 2000 (Método dos Elementos Finitos) para a determinação das reações de apoio, momentos fletores e flechas também nas lajes.

12. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. NBR 6118 - **Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.
- SILVA, Ney Amorim. **Apostila do Curso de Especialização em Engenharia de Estruturas - Concreto I**. Belo Horizonte, 2012.