

GOVERNO DO ESTADO DE GOIÁS

SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA – SEINFRA

SUPERINTENDÊNCIA DE PLANEJAMENTO DE OBRAS PÚBLICAS – SPOP

GERÊNCIA DE PLANEJAMENTO E PROGRAMAÇÃO DE INVESTIMENTOS – GEPI

PONTE SOBRE O RIO DO PEIXE (LAGOLÂNDIA)

VOLUME 3B – MEMORIAL DE CÁLCULOS ESTRUTURAIS

ART Nº 1020240340789

SUMÁRIO

1. SUPERESTRUTURA.....	10
1.1. Dados da ponte	10
1.2. Dados iniciais	10
1.3. Determinação do coeficiente de impacto (ϕ), segundo a NBR 7187/2021.	11
1.3.1. Coeficiente de impacto vertical (CIV)	11
1.3.2. Coeficiente de número de faixas (CNF).....	12
1.3.3. Coeficiente de impacto adicional (CIA).....	12
1.4. Solução de cálculo - superestrutura	12
1.4.1. Determinação dos coeficientes de impacto para o vão central	12
1.4.2. Determinação dos coeficientes de impacto para os balanços	13
1.4.3. Altura da laje.....	14
1.4.4. Laje do tabuleiro do balanço 1 e 2	14
1.4.5. Laje central do tabuleiro.....	17
1.4.6. Momentos devidos ao carregamento permanente.....	19
1.4.7. Redução do momento positivo da laje central	22
1.5. Cálculo das armaduras - superestrutura	25
1.5.1. Para o balanço 1	25
1.5.2. Para a laje central	30
1.6. Armadura de distribuição.....	31
1.7. Cálculo do comprimento de transpasse de barras tracionadas	31
1.8. Verificação quanto ao esforço cortante.....	33
1.8.1. Para carga móvel.....	33
1.8.2. Para carga permanente.....	33
1.8.3. Verificação do cortante	34
1.9. Armadura de distribuição.....	35

1.10.	Cálculo das vigas principais	36
1.10.1.	Viga principal 1.....	36
1.11.	Momento da viga principal 1 devido ao carregamento móvel	40
1.12.	Carregamento permanente V1	42
1.12.1.	Longarina 1	42
1.12.2.	Elementos de cabeceira	47
1.12.3.	Cálculo dos momentos para VP1	49
1.13.	Armadura longitudinal da longarina 1	52
1.13.1.	Viga em seção retangular	53
1.13.2.	Coeficiente de fadiga para os momentos fletores (k).....	54
1.13.3.	Detalhamento da armadura	55
1.14.	Verificação do cortante	55
1.14.1.	Cálculo da Área de Aço mínima para o cortante	57
1.14.2.	Modelo de cálculo 1	58
1.14.3.	Modelo de Cálculo II com $\theta = 30^\circ$	60
1.14.4.	Coeficiente de fadiga para o cortante (k)	63
1.15.	Decalagem e ancoragem.....	65
1.15.1.	Decalagem	65
1.15.2.	Comprimento de ancoragem.....	66
1.15.3.	Armadura de pele	67
1.16.	Cálculo da transversina de vão	67
1.17.	Cálculo da transversina de apoio	69
1.18.	Reações de apoio devido à carga móvel na longarina	72
2.	MESOESTRUTURA	73
2.1.	Frenagem e aceleração	73
2.1.1.	Ponte descarregada.....	74
2.1.2.	Ponte carregada.....	74

2.2.	Força do vento no sentido longitudinal.....	75
2.3.1.	Ponte descarregada.....	75
2.3.2.	Ponte carregada.....	75
2.3.	Cargas na mesoestrutura	76
2.3.3.	Empuxo de terra.....	76
2.3.4.	Sobrecarga no aterro de acesso	76
2.4.	Forças na superestrutura em situação de tráfego.....	77
2.4.1.	Longitudinal.....	77
2.4.2.	Transversal.....	77
2.5.	Forças na superestrutura na execução.....	77
2.5.1.	Longitudinal.....	77
2.5.2.	Transversal.....	78
2.6.	Cálculo dos aparelhos de apoio	78
2.7.	Distribuição das forças transversais na mesoestrutura	80
2.8.	Forças devido as deformações internas.....	81
2.9.	Armadura do pilar.....	82
3.	CÁLCULO ELEMENTOS DE CABECEIRA	92
3.1.	Cálculo do encontro	92
3.1.1.	Carregamento permanente.....	92
3.1.2.	Carregamento móvel	93
3.1.3.	Fadiga à flexão.....	95
3.1.4.	Forças cortantes	97
3.2.	Empuxo de terra no encontro	99
3.3.1.	Para momento no apoio (seção 0)	99
3.3.2.	Para o momento no centro do vão (seção 1).....	99
3.3.	Empuxo na cortina lateral	100
3.3.3.	Área de aço para a seção 1.....	100

3.3.4. Área de aço para a seção 2.....	100
3.4. Laje de transição	101
3.4.1. Cálculo dos momentos para carga permanente para laje de transição	102
3.4.2. Cálculo dos momentos para carga móvel para laje de transição	102
3.4.3. Cálculo área de aço	103
3.5. Cálculo da travessa superior.....	103
3.6. Cálculo da Viga de Rigidez.....	104
4. FUNDAÇÕES	105
4.1. SP01	106
4.2. SP02	107
4.3. SP03	108
4.4. SP04	109
4.5. Cálculo do bloco de fundação	111
4.6. Dimensionamento do bloco.....	111
5. TERMO DE ENCERRAMENTO	113

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Seção longitudinal.....	10
Figura 2 - Seção transversal	10
Figura 3 - Veículo tipo TB-450.....	11
Figura 4 - Seção transversal da ponte.....	13
Figura 5 – Projeção da roda no eixo médio da laje	14
Figura 6 – Altura do pavimento	15
Figura 7 - Esquema de borda da laje	16
Figura 8 - Esquema de borda laje central	18
Figura 9 - Altura pavimento na laje central	18
Figura 10 - Altura pavimento no balanço 1	20
Figura 11 - Esquema guarda rodas.....	21
Figura 12 - Representação gráfica em trapézio.....	23
Figura 13 - Diagrama resultante.....	24
Figura 14 - Taxas mínimas de armadura de flexão	28
Figura 15 - Esquema do veículo tipo para o máximo esforço na Viga 1	36
Figura 16 - Linha de influência Corte A-A.....	36
Figura 17 - Linha de influência Corte B-B	37
Figura 18 - Carregamento real para VP1	38
Figura 19 - Carregamento correspondente na VP1	38
Figura 20 - Carregamento móvel na Longarina	40
Figura 21 - Diagrama de momento fletor na VP1 devido ao carregamento móvel ...	42
Figura 22 - Diagrama de esforço cortante na VP1 devido ao carregamento móvel ..	42
Figura 23 - Seção transversal da superestrutura na Longarina 1	42
Figura 24 - Alargamento da base da longarina	44
Figura 25 - Carga distribuída peso próprio.....	46
Figura 26- Elementos de cabeceira	47
Figura 27 - Carregamento permanente na Longarina 1	49
Figura 28 - Diagrama de Momento na VP1 devido ao carregamento permanente....	51
Figura 29 - Diagrama de Cortante na VP1 devido ao carregamento permanente.....	51
Figura 30 - Transversina de vão.....	68
Figura 31 - Momento máximo negativo na transversina de vão.....	69

Figura 32 - Armadura negativa transversina de vão	69
Figura 33 - Armadura positiva transversina de apoio	71
Figura 34 - Momento máximo negativo na transversina de apoio.....	72
Figura 35 - Armadura negativa transversina de apoio	72
Figura 36 - Sentido transversal Eixo 0	83
Figura 37 - Sentido transversal Eixo 1	83
Figura 38 - Sentido transversal Eixo 2	84
Figura 39 - Sentido transversal Eixo 3	84
Figura 40 - Momentos máximos e reações de apoio na transversal eixo 0	85
Figura 41 - Momentos máximos e reações de apoio na transversal eixo 1	85
Figura 42 - Momentos máximos e reações de apoio na transversal eixo 2	86
Figura 43 - Momentos máximos e reações de apoio na transversal eixo 3	86
Figura 44 - Seção longitudinal	87
Figura 45 - Momentos máximos e reações de apoio na longitudinal.....	87
Figura 46 - Resultado pilar biapoiado eixo 0.....	88
Figura 47 - Resultado pilar biapoiado eixo 1.....	88
Figura 48 - Resultado pilar biapoiado eixo 2.....	89
Figura 49 - Resultado pilar biapoiado eixo 3.....	89
Figura 50 - Resultado pilar engastado eixo 0.....	90
Figura 51 - Resultado pilar engastado eixo 1.....	90
Figura 52 - Resultado pilar engastado eixo 2.....	91
Figura 53 - Resultado pilar engastado eixo 3.....	91
Figura 54 - Encontro elemento de cabeceira.....	92
Figura 55 - Carregamento permanente para os elementos de encontro.....	93
Figura 56 - Momentos e reações de apoio	93
Figura 57 - Cortante máximo e mínimo	93
Figura 58 - Carregamento móvel para os elementos de encontro.....	94
Figura 59 - Linha de influência para carregamento móvel.....	94
Figura 60 - Momentos máximos e mínimos para carregamento móvel no encontro.	95
Figura 61 - Cortantes máximos e mínimos para carregamento móvel no encontro...	95
Figura 62 - Cortina lateral.....	100
Figura 63 - Laje de transição	101
Figura 64 - Cálculo da travessa superior	104

Figura 65 - Cálculo da Viga de Rigidez	104
Figura 66 - Bloco retangular sobre 6 estacas	111
Figura 67 - Vista superior esquemático dos blocos.....	112

LISTA DE TABELAS

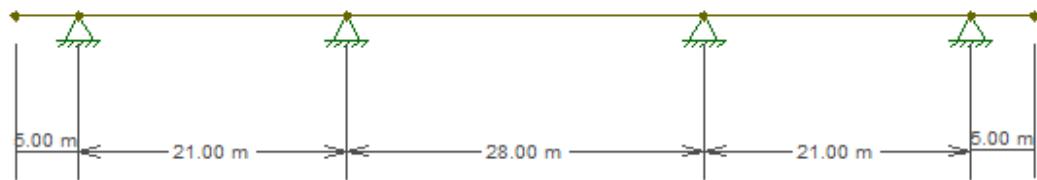
Tabela 1 - Momentos e esforços cortantes devido ao carregamento móvel por seção na Longarina 1.....	40
Tabela 2 - Momentos e esforços cortantes devido ao carregamento permanente por seção na Longarina 1.....	49
Tabela 3 - Momentos máximos e mínimos na VP1	53
Tabela 4 - Resumo área de aço e quantitativo de barras na VP1	53
Tabela 5 - Coeficiente de fadiga (k) e Área de aço da fadiga para momentos na VP1	55
Tabela 6 - Esforço cortante máximo e mínimo na VP1	57
Tabela 7 - Área de aço para o cortante máximo na VP1 para o Modelo de Cálculo I	59
Tabela 8 - Área de aço para cortante mínimo na VP1 para o Modelo de Cálculo I ..	60
Tabela 9 - Área de aço para o cortante máximo na VP1 para o Modelo de Cálculo II	62
Tabela 10 - Área de aço para o cortante mínimo na VP1 para o Modelo de Cálculo II	63
Tabela 11 - Resumo da área de aço final considerando a fadiga na VP1	64
Tabela 12 - Reações de apoio	73
Tabela 13 - Resumo reações de apoio máximos e mínimos	73
Tabela 14 - Resultado das forças na longitudinal	80
Tabela 15 - Resultado das forças internas devido a variação de temperatura	81
Tabela 16 - Esforços finais nos pilares.....	82
Tabela 19 - Área de aço calculada e coeficiente de fadiga.....	97
Tabela 18 - Área de aço considerando fadiga.....	97
Tabela 21 - Profundidade estaca raiz SP01	106
Tabela 22 - Atrito Lateral SP01	106
Tabela 23 - Profundidade estaca raiz SP02	107
Tabela 24 - Atrito Lateral SP02	107
Tabela 25 - Profundidade estaca raiz SP03	108
Tabela 26 - Atrito Lateral SP03	108
Tabela 27 - Profundidade estaca raiz SP04	109
Tabela 28 - Atrito Lateral SP04	110

1. SUPERESTRUTURA

1.1. Dados da ponte

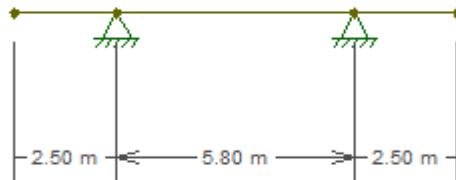
Ponte em concreto armado com 80 metros de extensão, sendo dois vãos de 21m, vão central de 28m e 5m em balanço em cada uma das extremidades, exemplificado na Figura 1.

Figura 1 - Seção longitudinal



A seção transversal da ponte que consiste em uma pista simples com duas faixas de 3,5m e acostamento de 1,5m e 0,4m de guarda rodas em cada extremidade, conforme o esquema estático representado na Figura 2.

Figura 2 - Seção transversal



1.2. Dados iniciais

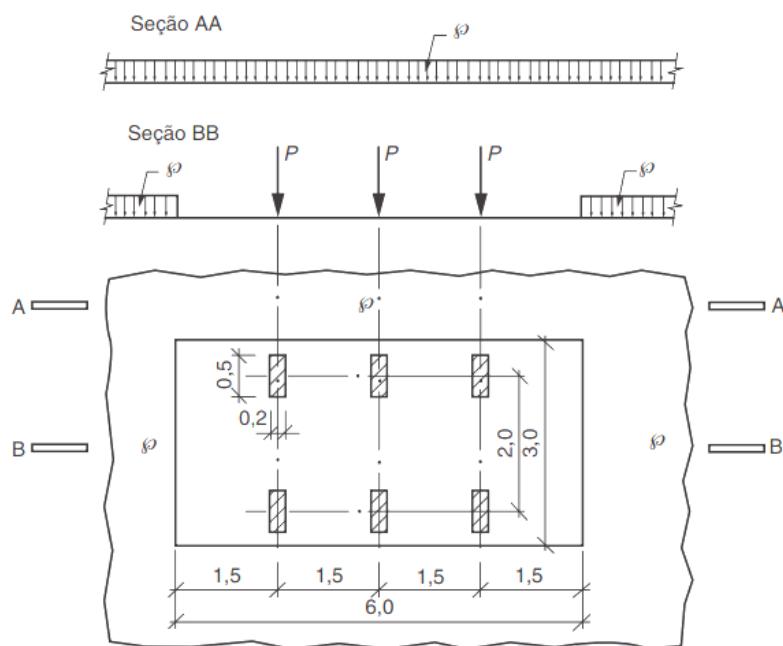
Inicialmente, é necessário a determinação de alguns dados básicos para a solução do projeto. Dessa forma, indica-se a utilização do Aço CA-50 e, como há usinas de concreto na região, será definido um valor de fck para o concreto de 35 MPa.

Além disso, seguindo a normativa (NBR 7188, 2013), tem-se que a carga móvel é definida por um veículo tipo com seis rodas, TB-450, e uma carga de pedestre, com as seguintes especificações:

- Carga total = 450 kN

- Carga por roda = 75 kN
- Carga de multidão = 5kN/m²
- Área de ocupação: 18 m²
- Carga de pedestre = 3 kN/m²

Figura 3 - Veículo tipo TB-450



Fonte: NBR 7188 (2013).

1.3. Determinação do coeficiente de impacto (ϕ), segundo a NBR 7187/2021.

$$\phi = \text{CIV} * \text{CNF} * \text{CIA} \quad (1)$$

Sendo:

CIV – coeficiente de impacto vertical;

CNF – coeficiente de número de faixas;

CIA – coeficiente de impacto adicional.

1.3.1. Coeficiente de impacto vertical (CIV)

O coeficiente de impacto vertical é a majoração das cargas móveis verticais definidas anteriormente, sendo determinado por:

Vâos menores que 10 metros, têm-se que o CIV igual à 1,35;

SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA

Edifício Palácio de Prata - Rua 5, nº 833 - 5º, 6º e 7º andares

www.seinfra.go.gov.br - Setor Oeste - CEP 74.115-060 - Goiânia - Goiás

Vãos maiores que 10 m, têm-se que:

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{LIV + 50} \right) \quad (2)$$

Sendo LIV:

- Igual ao comprimento do vão, para estruturas isostáticas;
- Média aritmética, para vãos contínuos;
- Comprimento do balanço, para estruturas em balanço.

1.3.2. Coeficiente de número de faixas (CNF)

As cargas móveis definidas anteriormente devem ser ajustadas pelo coeficiente de número de faixas, conforme equação abaixo.

$$CNF = 1 - 0,005(N - 2) > 0,9 \quad (3)$$

Sendo N o número de faixas de tráfego rodoviário.

1.3.3. Coeficiente de impacto adicional (CIA)

Os esforços das cargas móveis devem ser majorados na região das juntas estruturais e nas extremidades da edificação pelo coeficiente de impacto adicional, definido abaixo:

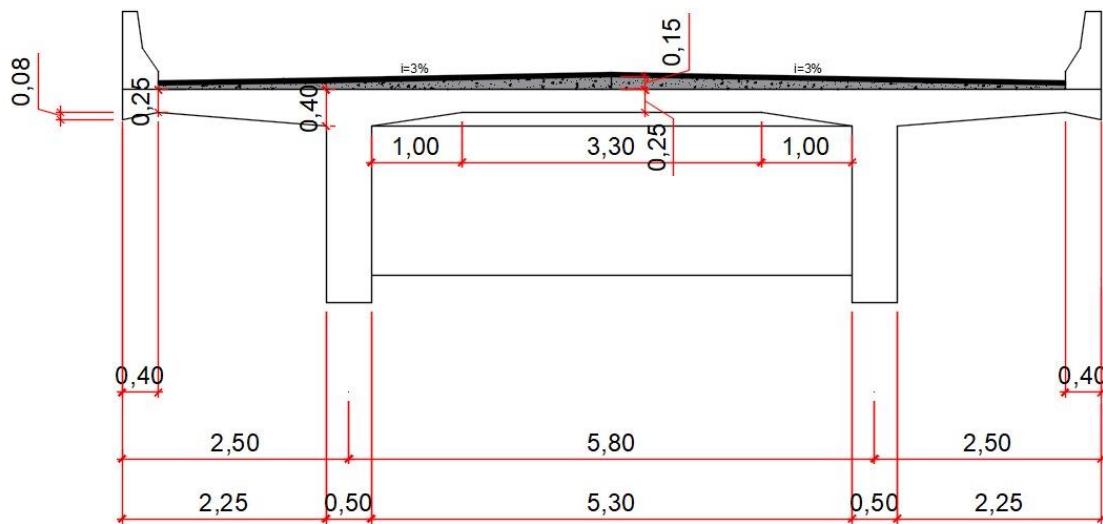
- Para obras em concreto ou mistas, o CIA é igual a 1,25;
- Para obras em aço, o CIA é igual a 1,15.

1.4. Solução de cálculo - superestrutura

1.4.1. Determinação dos coeficientes de impacto para o vão central

Diante disso, por se tratar de uma obra em concreto, tem-se que o CIA será de 1,25. Além disso, como os vãos são inferiores à 10 metros, como analisado na Figura 4, o CIV considerado é de 1,35.

Figura 4 - Seção transversal da ponte



Sabendo que são 2 faixas de tráfego, tem-se que o CNF é:

$$CNF = 1 - 0,005(2 - 2) > 0,9$$

$$CNF = 1$$

Dessa forma, o coeficiente de impacto para o vão central será:

$$\varphi = 1,35 * 1 * 1,25$$

$$\varphi = 1,688$$

1.4.2. Determinação dos coeficientes de impacto para os balanços

Assim como para o vão central, tem-se que:

- CIV igual a 1,35;
- CNF igual a 1;
- CIA igual a 1,25.

Portanto, o coeficiente de impacto para o balanço é:

$$\varphi = 1,35 * 1 * 1,25$$

$$\varphi = 1,688$$

1.4.3. Altura da laje

Segundo a NBR 7187/2021, as alturas mínimas (h) para lajes maciças variam de acordo com a funcionalidade:

- Para passagem de tráfego ferroviário: $h \geq 23$ cm;
- Para passagem de tráfego rodoviário, exceto lajes de continuidade: $h \geq 18$ cm
- Demais casos: $h \geq 12$ cm

Será adotado uma laje maciça de 25 cm de espessura para a laje central e para as lajes em balanço.

1.4.4. Laje do tabuleiro do balanço 1 e 2

Para o cálculo dos momentos, utiliza-se a Tabela de Rusch. Para lajes em balanço de classe 45 tf tem-se as seguintes definições:

- Comprimento do vão em balanço 1 (l_x) = 2,1 m;
- Distância entre centros das rodas de cada eixo do veículo tipo (a) = 2 m;
- Dimensão do retângulo de contato da roda (b)
- Projeção da roda no eixo médio da laje (t):

$$t = t' + 2e + h \quad (4)$$

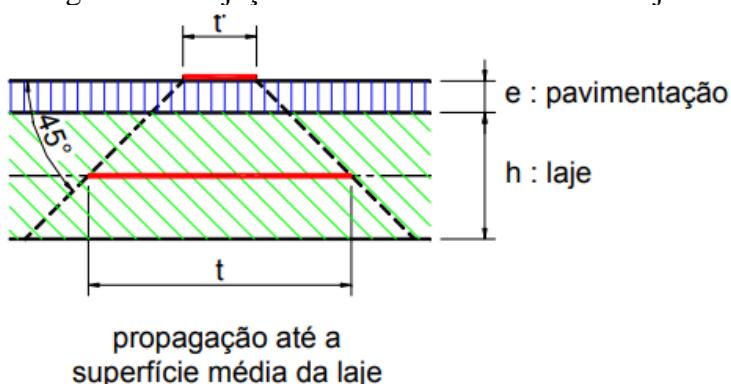
Sendo:

t' – quadrado de área equivalente a b. Dessa forma, $t' = \sqrt{0,20 * b}$

e – espessura do pavimento;

h – altura da laje.

Figura 5 – Projeção da roda no eixo médio da laje



propagação até a
superfície média da laje

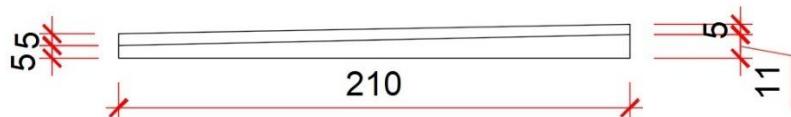
Com isso, tem-se que:

$$b = 50 \times 20 = 1000 \text{ cm}$$

$$t' = 31,62 \text{ cm}$$

Além disso, faz-se necessário a determinação da altura média do pavimento e da laje maciça, seguindo o esquema abaixo.

Figura 6 – Altura do pavimento



Por semelhança de triângulos, consegue-se definir o valor de x.

$$\frac{3}{100} = \frac{x}{210}$$

$$x = 6 \text{ cm}$$

Como o pavimento é inclinado, utiliza-se como base de cálculo a média da espessura do pavimento e da altura da laje. Diante disso, tem-se que a espessura média do pavimento ($e_{m\acute{e}d}$) e a altura média da laje ($h_{m\acute{e}d}$) é de:

$$e_{m\acute{e}d} = \frac{5 + 11}{2} + \frac{5 + 5}{2}$$

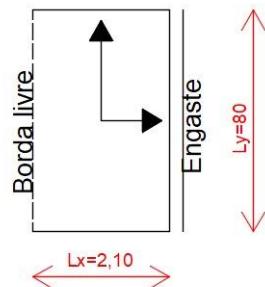
$$e_{m\acute{e}d} = 13 \text{ cm}$$

$$h_{m\acute{e}d} = \frac{25 + 40}{2}$$

$$h_{m\acute{e}d} = 32,5 \text{ cm}$$

Dessa forma, analisando o esquema de bordas da laje na Figura 7, pode-se determinar a projeção da roda no eixo médio da laje (t) por meio da Equação 4.

Figura 7 - Esquema de borda da laje



$$t = t' + 2e + h$$

$$t = 31,62 + 2 * 13 + 32,50$$

$$t = 90,12 \text{ cm}$$

Com isso, determina-se os parâmetros de entrada das tabelas de Rusch por meio das Equações.

$$\frac{l_x}{a} = \frac{2,10}{2} = 1,05 \quad (5)$$

$$\frac{t}{a} = \frac{0,9012}{2} = 0,4506 \quad (6)$$

1.4.4.1. Cálculo dos momentos para carga móvel para a laje do balanço I

Para o cálculo dos momentos na laje é necessário fazer a interpolação dos dados da Tabela de Rusch Nr. 98.

Com isso, pode-se calcular os momentos com a Equação:

$$M = \varphi * (P * M_1 + p * M_p + p' * M_{p'}) \quad (7)$$

Sendo,

P: carga por roda;

p e p': carga de multidão.

Com isso, tem-se que o M_{xm^+} é:

$$Mxm^+ = 1,688 * (75 * 0,062 + 5 * 0 + 5 * 0,012)$$

$$Mxm^+ = 7,95 \text{ kNm/m}$$

Em sequência, calcula-se o Mym^+ por meio de:

$$Mym^+ = 1,688 * (75 * 0,099 + 5 * 0 + 5 * 0,004)$$

$$Mym^+ = 12,56 \text{ kNm/m}$$

Já o momento Mxe^- é:

$$Mxe^- = -1,688 * (75 * 1,165 + 5 * 0,086 + 5 * 0)$$

$$Mxe^- = -148,17 \text{ kNm/m}$$

Para o Myr tem-se que:

$$Myr = 1,688 * (75 * 0,265 + 5 * 0 + 5 * 0)$$

$$Myr = 33,54 \text{ kNm/m}$$

Por fim, tem-se que o Mxm^- é:

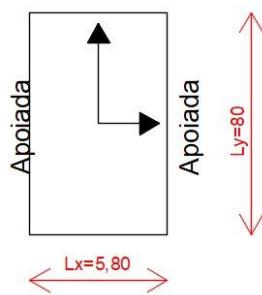
$$Mxm^- = 1,688 * (75 * 0,286 + 5 * 0,09 + 5 * 0)$$

$$Mxm^- = -36,96 \text{ kNm/m}$$

1.4.5. Laje central do tabuleiro

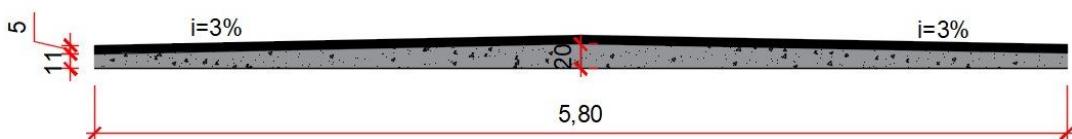
Analizando o esquema de bordas da laje na Figura 8, pode-se determinar a projeção da roda no eixo médio da laje (t) por meio da Equação 4.

Figura 8 - Esquema de borda laje central



Além disso, determina-se a altura média do pavimento e da laje central, como pode ser analisado pelo esquema abaixo.

Figura 9 - Altura pavimento na laje central



Já a altura média do pavimento, é determinada por:

$$h_{med} = \frac{16 + 25}{2} = 20,5$$

Desse modo, calcula-se a projeção da roda no eixo médio da laje (t):

$$\begin{aligned} t &= t' + 2e + h \\ t &= 31,62 + 2 * 20,5 + 25 \\ t &= 97,62 \text{ cm} \end{aligned}$$

Com isso, determina-se os parâmetros de entrada das tabelas de Rusch por meio das equações abaixo:

$$\frac{l_x}{a} = \frac{5,80}{2} = 2,90$$

$$\frac{t}{a} = \frac{0,9762}{2} = 0,4881$$

1.4.5.1. Cálculo dos momentos para carga móvel para laje central

Para o cálculo do dos momentos na laje central é necessário fazer a interpolação dos dados da Tabela de Rusch Nr. 1.

Utilizando a Equação 7, apresentada anteriormente, calcula-se o Mxm^+ :

$$Mxm^+ = 1,688 * (75 * 0,649 + 5 * 0,916 + 5 * 1,272)$$

$$Mxm^+ = 100,60 \text{ kNm/m}$$

Para o Mym tem-se:

$$Mym = 1,688 * (75 * 0,349 + 5 * 0,156 + 5 * 0,368)$$

$$Mym = 48,59 \text{ kNm/m}$$

1.4.6. Momentos devidos ao carregamento permanente

1.4.6.1. Cálculo dos momentos devido ao carregamento permanente para a laje em balanço 1

O cálculo dos momentos devidos ao carregamento permanente é calculado por meio da Equação.

$$M = k * g1 * lx1^2 + k * g2 * lx2^2 + P * lx3 \quad (8)$$

Onde,

- $g1$ é o peso próprio da laje, calculado por meio da Equação.

$$g1 = \gamma c * h \quad (9)$$

Sendo $\gamma c = 25 \text{ kN/m}^3$.

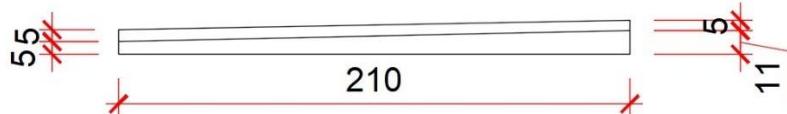
- $g2$ é o carregamento devido a pavimentação e recapeamento (2 kN/m^2), calculado por meio da Equação.

$$g2 = \gamma pav * hpav + 2 \quad (10)$$

Sendo $\gamma_{pav} = 24 \text{ kN/m}^3$

Diante disso, calcula-se a altura média do pavimento ($h_{méd}$) para com isso determinar o valor de g_2 .

Figura 10 - Altura pavimento no balanço 1



$$h_1 = \frac{5 + 11}{2} = 8 \text{ cm}$$

$$h_2 = 5 \text{ cm}$$

Com isso, tem-se que o g_2 é:

$$\begin{aligned} g_2 &= g_{pav} + g_{sob} = (0,05 * 24) + (0,08 * 25) \\ g_{pav} &= 5,2 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Posteriormente, faz-se o cálculo do peso próprio, onde é necessário a estimativa da altura média (h).

$$h_{med} = \frac{\frac{8,17 * 2,5^2}{2} + 0,25 * 0,4 + 0,25 * 1,85 + \frac{0,15 * 1,85}{2} + 0,25 * 0,4}{2,5}$$

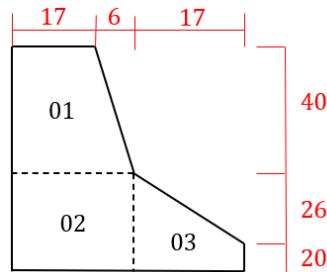
$$h_{med} = 0,3269$$

Com isso, acha-se o g_{pp} , por meio da equação abaixo:

$$g_{pp} = 0,3269 * 25 = 8,17 \text{ kN/m}^2$$

Por fim, faz-se o cálculo para o guarda rodas de acordo com a Figura 12.

Figura 11 - Esquema guarda rodas



$$Agr = \frac{(17 + 23) * 40}{2} + 23 * 36 + \frac{(20 + 46) * 17}{2}$$

$$Agr = 0,2419 m^2$$

Com isso, tem-se que:

$$Pgr = 25 * 0,2419 = 6,05 kN/m$$

Dessa forma, pode-se calcular os momentos por meio da Equação 8

$$Mxe^g = -\left(\frac{8,17 * 2,5^2}{2} + \frac{5,2 * 2,1^2}{2} + 6,05 * 2,3\right)$$

$$Mxe^g = -45,53 kNm/m$$

$$Mxm^- = Mxm^+ = -\left[\left(\frac{8,17 * (2,5 - 1,05)^2}{2}\right) + \left(\frac{5,2 * 1,05^2}{2}\right) + (6,05 * (2,3 - 1,05))\right]$$

$$Mxm^- = -19,01 kNm/m$$

Sendo que Myr, Mym são valores nulos.

1.4.6.2. Cálculo dos momentos devido ao carregamento permanente para a laje central

Utilizando a Equação 10, tem-se que o gpav é:

$$g2 = gpav + gsob$$

$$g2 = (0,05 * 24 + 2) + \left(\frac{0,11 + 0,2}{2} * 25\right)$$

$$g2 = 7,075 \text{ kN/m}^2$$

Já para o peso próprio, tem-se uma altura média da laje é:

$$580hméd = (\frac{1 * 0,15}{2} * 2) + (0,25 * 5,80)$$

$$hméd = 27,58 \text{ cm}$$

Dessa forma, o peso próprio da laje é:

$$gpp = 0,2758 * 25 = 6,89 \text{ kN/m}^2$$

Com isso, utilizando a tabela de Rusch Nr.1, tem-se que k é 0,125 para o M_{xm} e 0,0208 para o M_{ym} , onde.

$$M = k * g * lx^2$$

Dessa forma, para o M_{xm} , tem-se:

$$M_{xm}^g = 0,125 * (6,89 + 7,075) * 5,8^2$$

$$M_{xm}^g = 58,72 \text{ kNm/m}$$

Para o M_{ym} tem-se:

$$M_{ym}^g = 0,0208 * (6,89 + 7,075) * 5,8^2$$

$$M_{ym}^g = 9,77 \text{ kNm/m}$$

1.4.7. Redução do momento positivo da laje central

Faz-se a redução no momento positivo, a fim de diminuir a quantidade de armadura da laje central, por meio do processo simplificado da antiga NB-2, utilizando da Equação.

$$\frac{1}{2}M_{xm}^0 \leq Mb \leq \frac{2}{3}M_{xm}^0 \quad (11)$$

Onde, M_{xm}^0 é:

$$Mxm^0 = Mxm(\text{móvel}) + Mxm(\text{permanente}) \quad (12)$$

Diante disso, tem-se que Mxm^0 é:

$$Mxm^0 = 100,60 + 58,72$$

$$Mxm^0 = 159,32 \text{ kNm/m}$$

Então, tem-se que o Mb é:

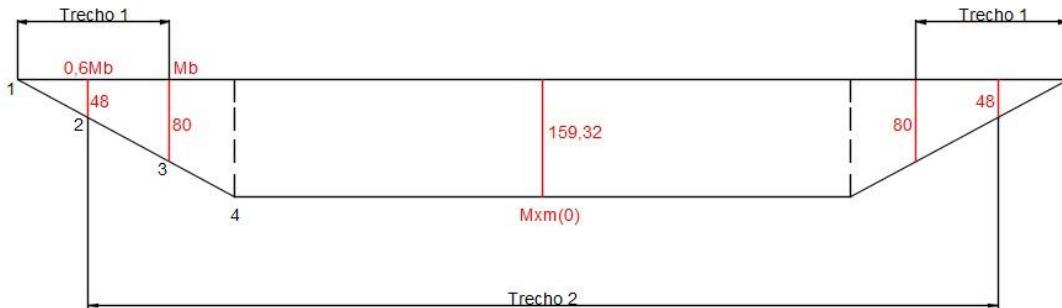
$$\frac{1}{2} * 159,32 \leq Mb \leq \frac{2}{3} * 159,32$$

$$79,66 \leq Mb \leq 106,21$$

Com isso, é necessário adotar-se um valor para Mb que reduza a quantidade de armadura, mas que, concomitantemente, seja a favor da segurança. Dessa forma, será adotado um valor para Mb de 80 kNm/m.

Diante disso, faz-se uma analogia do gráfico de momento com um trapézio para simplificação de cálculo, conforme Figura 12.

Figura 12 - Representação gráfica em trapézio



Analizando a Figura 13, tem-se a visualização de dois trechos. Para cada uma dessas regiões faz-se o cálculo de momento de uma forma diferente.

Para o Trecho 1, tem-se que

$$M^0 < Mb$$

$$M = M^0 - Mb \quad (13)$$

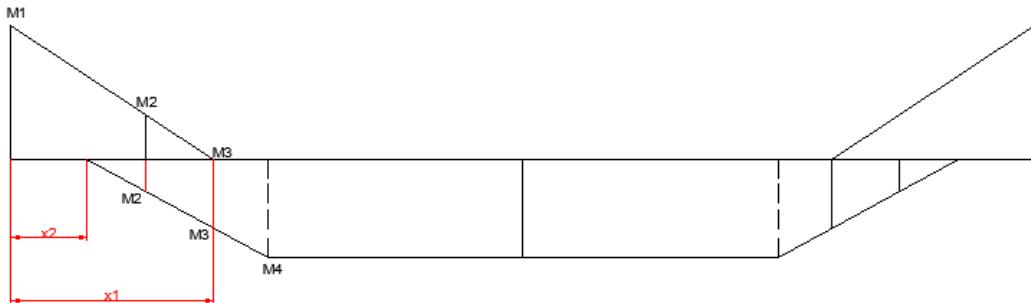
Para o Trecho 2, tem-se:

$$M^0 > 0,6Mb$$

$$M = M^0 - 0,6Mb \quad (14)$$

Dessa forma, faz-se o diagrama resultante dessa redução, como mostrado na Figura 13.

Figura 13 - Diagrama resultante



Com isso, tem-se o valor dos momentos em cada um dos pontos.

- Ponto 1 – Trecho 1

$$M1 = 0 - 80 = -80 \text{ kNm/m}$$

- Ponto 2 – Trecho 1

$$M2 = 48 - 80 = -32 \text{ kNm/m}$$

- Ponto 2 – Trecho 2

$$M2 = 48 - 48 = 0 \text{ kNm/m}$$

- Ponto 3 – Trecho 1

$$M3 = 80 - 80 = 0 \text{ kNm/m}$$

- Ponto 3 – Trecho 2

$$M3 = 80 - 48 = 32 \text{ kNm/m}$$

- Ponto 4 – Trecho2

$$M4 = 159,32 - 48 = 111,32 \text{ kNm/m}$$

Dessa forma, faz-se necessário encontrar as distâncias em que ocorre essa mudança de trecho, utilizando como valor de referência o tamanho da mísula (100 cm).

$$\frac{x1}{100} = \frac{80}{159,32}$$

$$x1 = 50,21 \text{ cm}$$

$$\frac{x2}{100} = \frac{48}{159,32}$$

$$x2 = 30,12 \text{ cm}$$

1.5. Cálculo das armaduras - superestrutura

1.5.1. Para o balanço 1

Tem-se como dados de momento:

- $Mxe^g = -50,90 \text{ kNm/m}$
- $Mxe^q = -148,17 \text{ kNm/m}$

Com isso, calcula-se o esforço solicitante de cálculo (Sd), que possui as seguintes Equações.

$$Sd = 1,4Sg + 1,4Sq$$

$$Sd = 0,9Sg + 1,4Sq$$

O esforço solicitado a ser considerado é sempre o de maior valor. Com isso, tem-se que:

$$Sd1 = 1,4 * (-50,90) + 1,4 * (-148,17)$$

$$Sd1 = -278,70 \text{ kNm/m}$$

$$Sd2 = 0,9 * (-50,90) + 1,4 * (-148,17)$$

$$Sd2 = -253,25 \text{ kNm/m}$$

Além disso, acha-se a altura útil da laje (d), que consiste na distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração. Portanto, tem-se que d é:

$$d = 40 - 3,5$$

$$d = 36,50 \text{ cm}$$

Dessa forma, o esforço solicitado considerado é de -278,70 kNm/m. Com isso, tem-se que a Área de Aço para o balanço 1 é de:

$$As = \frac{Md}{Fyd * 0,85d}$$

$$As = \frac{278,70 * 10^4}{\left[\left(\frac{500 * 10^3}{1,15} * 0,85 * 0,365 \right) \right]}$$

$$As = 20,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, utilizando um diâmetro de 20 mm para as barras, tem-se que serão necessárias 7 barras/m.

Para os momentos Mxm^- abaixo, tem-se que o esforço solicitante (Sd) é de:

- $Mxm^{-g} = -36,96 \text{ kNm/m}$
- $Mxm^{-q} = -19,01 \text{ kNm/m}$

$$Sd1 = 1,4 * (-19,01) + 1,4 * (-36,96)$$

$$Sd1 = -78,35 \text{ kNm/m}$$

$$Sd2 = 0,9 * (-19,01) + 1,4 * (-36,96)$$

$$Sd2 = -68,85 \text{ kNm/m}$$

Porém, como o Mxm^- é no meio do vão, tem-se que adotar uma altura média.

$$h = \left(\frac{25 + 40}{2} \right) = 32,50 \text{ cm}$$

Fazendo a altura útil (d), tem-se que:

$$d = h - d'$$

$$d = 32,5 - 3,5 = 29 \text{ cm}$$

Dessa forma, tem-se que uma área de aço (As), para esse esforço, é de:

$$As = \frac{Md}{Fyd * 0,85d}$$

$$As = \frac{78,35 * 10^4}{\left[\left(\frac{500 * 10^3}{1,15} * 0,85 * 0,29 \right) \right]}$$

$$As = 7,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, utilizando um diâmetro de 16 mm para as barras, tem-se que serão necessárias 4 barras/m.

Para os momentos Mxm^+ abaixo, tem-se que o esforço solicitante (Sd) é de:

- $Mxm^g = -19,01 \text{ kNm/m}$
- $Mxm^q = 7,95 \text{ kNm/m}$

$$Sd1 = 1,4 * (-19,01) + 1,4 * (7,95)$$

$$Sd1 = -15,49 \text{ kNm/m}$$

$$Sd2 = 0,9 * (-19,01) + 1,4 * (7,95)$$

$$Sd2 = -5,98 \text{ kNm/m}$$

Dessa forma, adota-se o esforço solicitante de -5,98 kNm/m. Uma vez que o Mxm^+ deu um valor negativo e Mxm^- maior, calcula-se apenas a área de aço mínima em Mxm^+ .

Fazendo a altura útil (d), tem-se que:

$$d = \left(\frac{25 + 40}{2} \right) - 3,5 = 29 \text{ cm}$$

De acordo com a NBR 6118/2023, tem-se que a $As_{mín}$ é calculado por meio da seguinte equação:

$$As_{mín} = \rho_{mín} * bw * h$$

Onde $\rho_{mín}(\%)$ é 0,164 para lajes armadas em apenas 1 direção e com fck de 35 MPa., conforme normativa mostrada na figura abaixo.

Figura 14 - Taxas mínimas de armadura de flexão

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

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

$\rho_{mín} = A_{s,min}/A_c$

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Dessa forma, a $As_{mín}$ é:

$$\rho_{mín} = \frac{As}{bw * h}$$

$$\frac{0,164}{100} = \frac{As}{100 * h}$$

$$As_{mín} = 0,164h$$

$$Asmín = 0,164 * \left(\frac{25 + 40}{2} \right)$$

$$Asmín = 5,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, utilizando um diâmetro de 16 mm para as barras, tem-se que serão necessárias 3 barras/m.

Para os momentos Myr abaixo, tem-se que o esforço solicitante (Sd) é de:

- $Myr^g = 0$
- $Myr^q = 33,54 \text{ kNm/m}$

Com isso, tem-se que Sd1 e Sd2 são iguais e de valor:

$$Sd = 1,4 * 33,54$$

$$Sd = 46,95 \text{ kNm/m}$$

Fazendo a altura útil (d), tem-se que:

$$d = 25 - 5 = 20 \text{ cm}$$

Dessa forma, tem-se que uma área de aço (As), para esse esforço, é de:

$$As = \frac{46,95 * 10^4}{\left[\left(\frac{500 * 10^3}{1,15} * 0,85 * 0,20 \right) \right]} = 6,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, utilizando um diâmetro de 16 mm para as barras, tem-se que serão necessárias 4 barras/m.

E por fim, para os momentos Mym, tem-se que o esforço solicitante (Sd) é de:

- $Mym^g = 0$
- $Mym^q = 12,56 \text{ kNm/m}$

Com isso, tem-se que Sd1 e Sd2 são iguais e de valor:

$$Sd = 1,4 * 12,56$$

$$Sd = 17,59 \text{ kNm/m}$$

Fazendo a altura útil (d), tem-se que:

$$d = \left(\frac{25 + 40}{2} \right) - 5 = 27,50 \text{ cm}$$

Dessa forma, tem-se que uma área de aço (As), para esse esforço, é de:

$$As = \frac{17,59 * 10^4}{\left[\left(\frac{500 * 10^3}{1,15} * 0,85 * 0,275 \right) \right]} = 1,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Entretanto, a área calculada é menor que a área de aço mínima. Dessa forma, tem-se que a área de aço será de:

$$As_{\min} = 0,164 * \left(\frac{25 + 40}{2} \right) = 5,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, utilizando um diâmetro de 16 mm para as barras, tem-se que serão necessárias 3 barras/m.

1.5.2. Para a laje central

Para o momento Mxm^+ abaixo, tem-se que a altura útil (d) é de:

- $Mxm^+ = M4 = 111,32 \text{ kNm/m}$

$$d = 25 - 3,5 = 21,5 \text{ cm}$$

Dessa forma, tem-se que a Área de Aço (As) é de:

$$As = \frac{1,4 * 111,32 * 10^4}{\left[\left(\frac{500 * 10^3}{1,15} * 0,85 * 0,215 \right) \right]} = 19,61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, utilizando um diâmetro de 16 mm para as barras, tem-se que serão necessárias 10 barras/m.

Para o momento M_{ym} abaixo, tem-se que a altura útil (d) é de:

- $M_{ym} = M_{ym^g} + M_{ym^q} = 58,36 \text{ kNm/m}$

$$d = 25 - 5 = 20 \text{ cm}$$

Portanto, tem-se que a Área de Aço (As) é de:

$$As = \frac{1,4 * 58,36 * 10^4}{\left[\left(\frac{500 * 10^3}{1,15} * 0,85 * 0,20 \right) \right]} = 11,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, utilizando um diâmetro de 16 mm para as barras, tem-se que serão necessárias 6 barras/m.

1.6. Armadura de distribuição

$$As, dis \geq \begin{cases} 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,5As, min \\ 0,2As, prin \end{cases}$$

$$As, dis \geq \begin{cases} 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,5 * 5,33 \\ 0,2 * 20,66 \end{cases}$$

$$As, dis \geq \begin{cases} 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 2,66 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 4,13 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Portanto, utilizando um diâmetro de 16 mm para as barras, tem-se que serão necessárias 3 barras/m.

1.7. Cálculo do comprimento de transpasse de barras tracionadas

Para o cálculo do comprimento de transpasse é necessário o cálculo do comprimento de ancoragem básico e o comprimento de transpasse mínimo, que serão comuns para todas as

barras. Dessa forma, o comprimento de ancoragem básico de uma barra é dado pela Equação a seguir:

$$lb = \frac{\emptyset}{4} * \frac{fyd}{fbd} \quad (15)$$

Onde fbd é:

$$\begin{aligned} fbd &= \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \frac{0,21}{\gamma c} * \sqrt[3]{fck^2} \\ fbd &= 2,25 * 1,0 * 1,0 * \frac{0,21}{1,4} * \sqrt[3]{35^2} \\ fbd &= 0,36 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Com isso, comprimento de ancoragem básico é:

$$lb = \frac{1,6}{4} * \frac{50/1,15}{0,36}$$

$$lb = 48,2 \text{ cm}$$

O comprimento de transpasse mínimo para barras tracionadas ($l0t, \min$) é dada pelas seguintes premissas:

$$l0t, \min = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 * \alpha_0 t * lb \\ 15\emptyset \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$l0t, \min = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 * 1,4 * 48,2 = 20,24 \text{ cm} \\ 15 * 1,6 = 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Inicialmente, calcula-se o comprimento de ancoragem necessário é dado pela Equação a seguir:

$$lb, nec = \alpha_1 * lb * \frac{As, cal}{As, ef} \geq l0t, \min \quad (16)$$

$$lb, nec = 1 * 48,2 * \frac{7,31}{8,04}$$

$$lb, nec = 43,8 \text{ cm}$$

Dessa forma, calcula-se o comprimento de transpasse, dado pela equação seguinte:

$$l0t = \alpha 0t * lb, nec \quad (17)$$

$$l0t = 1,4 * 43,8$$

$$l0t = 61,3 \text{ cm}$$

1.8. Verificação quanto ao esforço cortante

Segundo a NBR 6118/2022 tem-se que o esforço do cortante deve ser:

$$\tau v \leq \tau rd \quad (19)$$

Onde,

$$\tau rd = 0,5 * \alpha v2 * fcd * Ae * he * \sin 2\theta \quad (20)$$

Sabendo que:

$$\frac{t}{a} = 0,4881$$

$$\frac{lx}{a} = 2,9$$

1.8.1. Para carga móvel

Utilizando como base a Tabela de Rusch Nr. 99 para interpolação dos dados, tem-se que o cortante para a carga móvel é:

$$Qx^q = \varphi * (P * ML + P * Mp + P' * Mp')$$

$$Qx^q = 1,688 * (75 * 0,9529 + 5 * 0,138 + 5 * 0,382)$$

$$Qx^q = 124,99 \text{ kN/m}$$

1.8.2. Para carga permanente

- $Qx = 0,5 * g * lx$

- $g_{pp} = 6,89 \text{ kN/m}^2$
- $g_{pav} = 7,08 \text{ kN/m}^2$
- $l_x = 5,8$

Com isso, tem-se que Qx^g é:

$$\begin{aligned} Qx^g &= 0,5 * (6,89 + 7,08) * 5,8 \\ Qx^g &= 40,50 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

1.8.3. Verificação do cortante

Dessa forma, tem-se que o cortante (Vd) é:

$$Vd = 1,4 * Qx^g + 1,4 * Qx^q$$

$$Vd = 1,4 * (40,50 + 124,99)$$

$$Vd = 231,68 \text{ kN/m}$$

Para a verificação do cortante, tem-se que:

$$Vsd \leq Vrd1$$

Onde,

$$Vrd1 = [\tau_{rd} * k * (1,2 + 40\rho_1)] * bw * d$$

Sendo,

$$f_{ctk} = 0,7 * \left(0,3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}\right)$$

$$f_{cdt} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

$$\tau_{rd} = 0,25 f_{cdt}$$

$$\rho_1 = \frac{As1}{bw * d}$$

$$k = 1,6 - d$$

Dessa forma, tem-se que:

$$fctk = 0,7 * \left(0,3 * \sqrt[3]{35^2}\right) = 2,25$$

$$fcdt = \frac{2,25}{1,4} = 1,60$$

$$\tau rd = \frac{0,25 * 1,60}{10} = 0,0401$$

$$\rho 1 = \frac{20,66}{35 * 100} = 0,0059$$

$$k = 1,6 - 0,35 = 1,25$$

$$Vrd1 = [0,0401 * 1,25 * (1,2 + 40 * 0,0059)] * 100 * 35$$

$$Vrd1 = 252,10 \text{ kN/m}$$

Portanto, para a verificação do cortante tem-se que:

$$Vsd \leq Vrd1$$

$$231,68 \leq 252,10$$

1.9. Armadura de distribuição

$$As, dist \geq \begin{cases} 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,5 * As, min \\ 0,2 * As, prin \end{cases}$$

$$As, dist \geq \begin{cases} 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,5 * 5,33 = 2,67 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,2 * 20,66 = 4,13 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

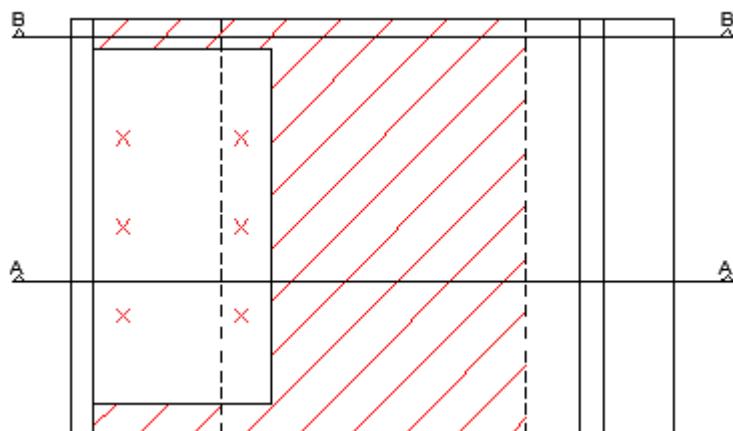
Portanto, a armadura de distribuição é de 4 barras com bitola de 12,5 mm.

1.10. Cálculo das vigas principais

1.10.1. Viga principal 1

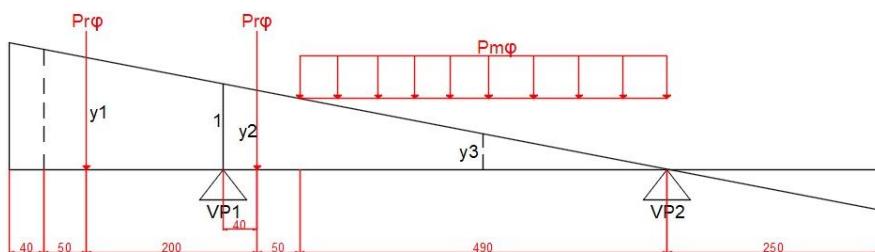
Para o cálculo das vigas tem-se que a situação de máximo esforço na Viga 1 é quando o veículo tipo (TB-450) está no limite do guarda rodas e a carga de multidão em volta até a Viga 2, visualizado pelo esquema na Figura 15.

Figura 15 - Esquema do veículo tipo para o máximo esforço na Viga 1



Diante disso, sabendo que a viga é isostática, tem-se que a linha de influência nessa situação para o Corte A-A é:

Figura 16 - Linha de influência Corte A-A



Para carga devido ao veículo, tem-se:

$$\frac{y_1}{7,4} = \frac{1}{5,80}$$

$$y_1 = 1,27$$

$$\frac{y_2}{5,4} = \frac{1}{5,80}$$

$$y2 = 0,93$$

Dessa forma, tem-se que:

$$P = (Pr1 * y1 * \varphi) + (Pr2 * y2 * \varphi)$$

$$P = (75 * 127 * \varphi) + (75 * 0,93 * \varphi)$$

$$P = 165 \varphi \text{ kN}$$

Já para a carga de multidão, por se tratar de uma carga uniformemente distribuída, faz-se necessário sua conversão em uma carga pontual localizada no centro. Com isso, tem-se que:

$$\frac{y3}{4,9} = \frac{1}{5,80}$$

$$y3 = 0,84$$

Dessa forma, tem-se:

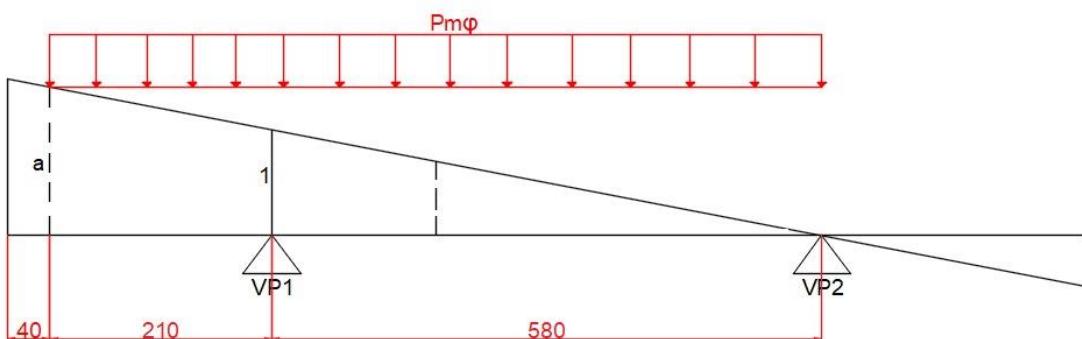
$$PA = (Pm * y3 * \varphi)$$

$$PA = \left(5 * \frac{4,9}{2} * 0,84 * \varphi \right)$$

$$PA = 10,29 \varphi \text{ kN}$$

Para o Corte B-B, onde só há carga de multidão tem-se a seguinte linha de influência representada na Figura 17.

Figura 17 - Linha de influência Corte B-B



Com isso, tem-se que:

$$\frac{a}{7,9} = \frac{1}{5,80}$$

$$a = 1,36$$

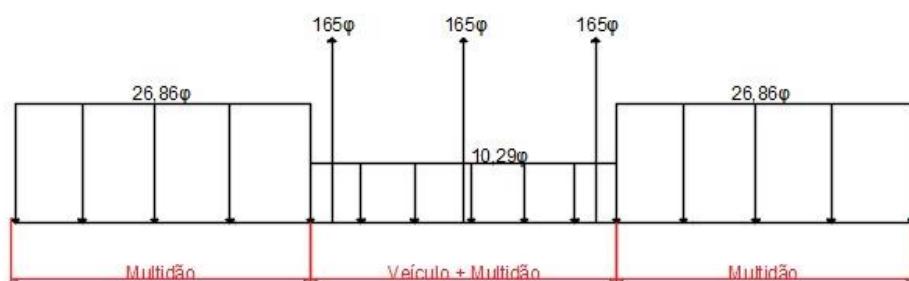
$$pB = 5 * \frac{7,9}{2} * \varphi * 1,36$$

$$pB = 26,86\varphi \text{ kN}$$

1.10.1.1. Carregamento móvel real na viga principal 1

O carregamento real é demonstrado na Figura 18.

Figura 18 - Carregamento real para VP1



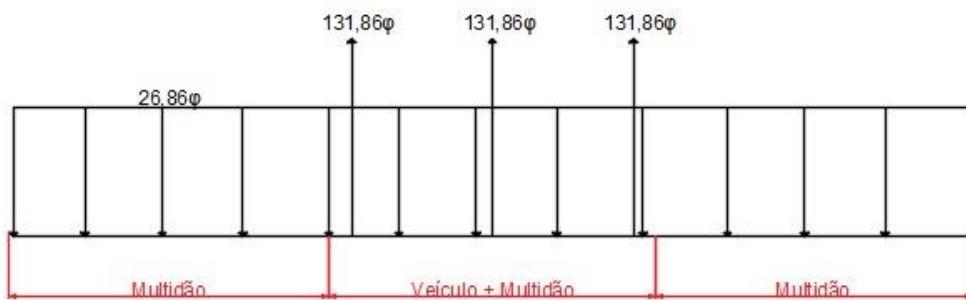
Para facilitador de cálculos, faz-se um preenchimento de carga a fim de ficar uniformemente distribuída em toda a seção. E com isso, faz-se uma redução da carga pontual para a compensação do valor acrescido.

Dessa forma, tem-se que o valor a ser acrescido é de:

$$V = (26,86 - 10,29) * \varphi * 6 = 99,42\varphi \text{ kN}$$

Esse valor V deverá ser reduzido das três cargas pontuais provindas dos eixos do trem tipo. Dessa forma, tem-se uma redução de $33,14\varphi$ em cada um dos eixos, totalizando uma carga de $131,86\varphi$. Portanto, o novo carregamento é apresentado na Figura 19.

Figura 19 - Carregamento correspondente na VP1



1.10.1.2. Coeficiente de impacto da viga (φ)

$$\varphi = \text{CIV} * \text{CNF} * \text{CIA}$$

O CIV pode ser calculado a partir de média ponderada para vários vãos. Onde, para vãos maiores que 10 metros se tem um CIV equivalente a:

$$\text{CIV} = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{LIV + 50} \right)$$

$$CIV_{VAO1} = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{28 + 50} \right) = 1,27$$

$$CIV_{VAO2} = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{21 + 50} \right) = 1,298$$

- Para vãos menores que 10 metros, tem-se que o CIV é 1,35.

$$CIV_{BALANÇO} = 1,35$$

$$CIV = \frac{(2 * 1,35 * 5) + (2 * 1,298 * 21) + (1,27 * 28)}{(2 * 5) + (2 * 21) + 28}$$

$$CIV = 1,2947$$

O CNF é dado pela equação abaixo, sabendo-se que são 2 faixas de tráfego

$$CNF = 1 - 0,005(2 - 2) > 0,9$$

$$CNF = 1$$

E o Para obras em concreto ou mistas, o CIA é igual a 1,25;

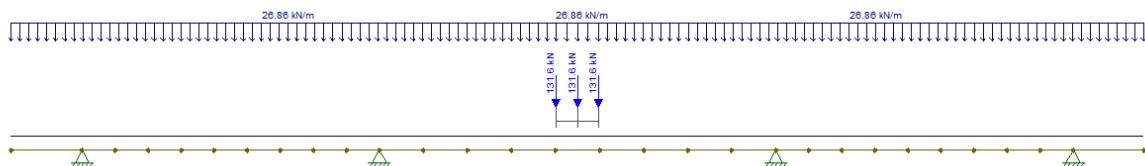
Portanto, o coeficiente de impacto é:

$$\varphi = 1,2947 * 1 * 1,25 = 1,618$$

1.11. Momento da viga principal 1 devido ao carregamento móvel

Para o cálculo dos momentos nas longarinas, com auxílio do software Ftool, tem-se o seguinte carregamento móvel apresentado na Figura 20.

Figura 20 - Carregamento móvel na Longarina



Para o cálculo dos momentos divide-se o comprimento dos vãos em 11 totalizando em 30 seções. Com isso, tem-se que os momentos em cada seção é apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 - Momentos e esforços cortantes devido ao carregamento móvel por seção na Longarina 1

Seção	Mq+ (kNm)	Mq- (kNm)	Vq+ (kN/m)	Vq- (kN/m)
0	0	-2779	0	-856,1
			1032,9	-167,6
1	1842,6	-2629	869,3	-173,2
2	3172,8	-2478,9	718,4	-215,1
3	4017,1	-2328,9	581	-320
4	4465,1	-2178,8	457,5	-433,6
5	4514,8	-2105,1	348,5	-554,5
	4452,4	-2028,8		
6	4012	-2251	254,3	-681,2
7	3185,5	-2535,6	205,6	-812,1
8	2021,9	-2820,2	189,8	-945,5
9	911,4	-3440,1	181,1	-1079,5
10	967,5	-4636,4	178,4	-1212,2
			1280,4	-111,6
11	1045,3	-2568,4	1110,7	-115,7
12	2375,9	-1725,9	940,2	-147,3
13	3857,8	-1526	774,2	-235,3

14	4809,8	-1373,5	617	-344,5
15	5132,8	-1221,1	472,6	-472,6
16	4809,8	-1373,5	344,5	-617
17	3857,8	-1526	235,3	-774,2
18	2375,4	-1725,9	147,3	-940,2
19	1042,5	-2568,7	115,7	-1110,7
20	967,5	-4632,9	111,6	-1280,4
			1212,2	-178,4
21	912,5	-3439,9	1079,5	-181,1
22	2021,9	-2820,2	945,5	-189,8
23	3185,5	-2535,6	812,1	-205,6
24	4012	-2251	681,2	-254,3
25	4452,4	-2028,8	554,5	-348,5
	4514,8	-2101,6		
26	4465,5	-2178,8	433,6	-457,5
27	4017,3	-2328,9	320	-581
28	3172,8	-2478,9	215,1	-718,4
29	1842,7	-2629	173,2	-869,3
30	0	-2779	167,6	-1032,9
			856,1	0

Abaixo serão apresentados os diagramas de momento e cortante tirados do *software Ftool*.

Figura 21 - Diagrama de momento fletor na VP1 devido ao carregamento móvel

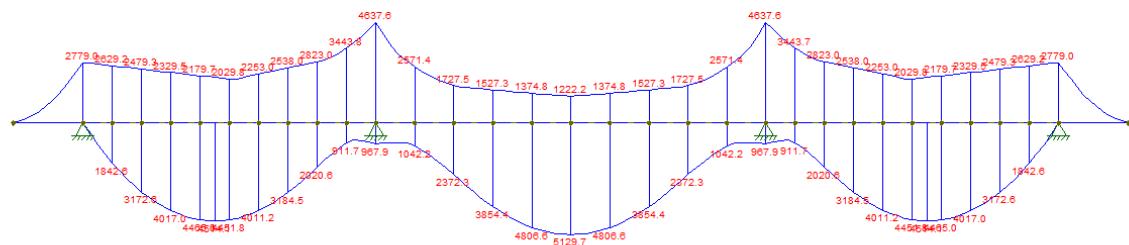
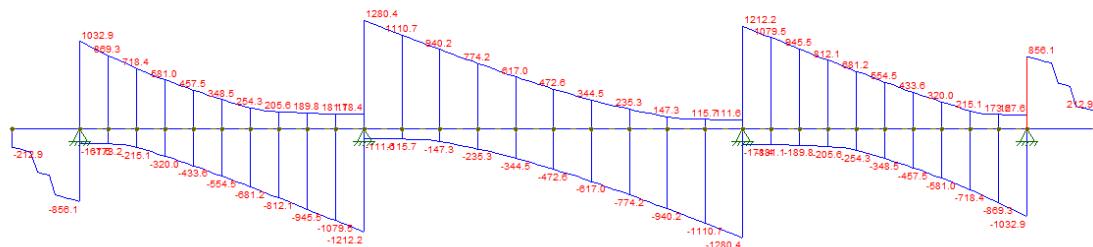


Figura 22 - Diagrama de esforço cortante na VP1 devido ao carregamento móvel

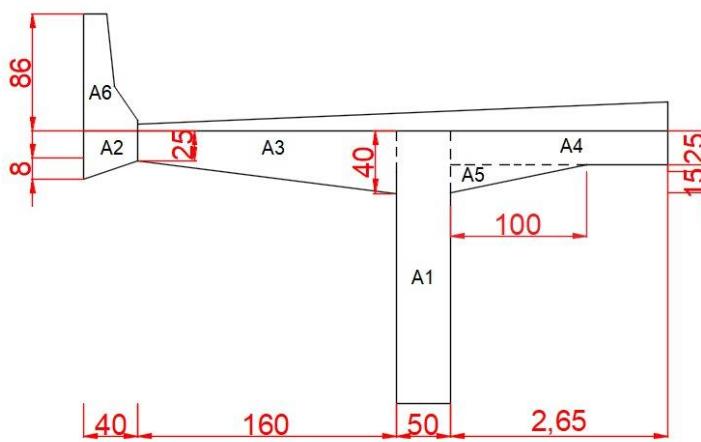


1.12. Carregamento permanente V1

1.12.1. Longarina 1

Para o carregamento permanente tem-se: o peso próprio da longarina (A1); Laje em balanço (A2); laje central (A3 e A4), guarda rodas (A5).

Figura 23 - Secção transversal da superestrutura na Longarina 1



2. Peso da longarina (A1)

$$\frac{l}{12} \leq hvp \leq \frac{l}{10} \quad (23)$$

$$\frac{28}{12} \leq hvp \leq \frac{28}{10}$$

Dessa forma, o hvp adotado será de 2,35 metros. Diante disso, tem-se que:

$$A1 = bw * hvp$$

$$A1 = 0,50 * 2,35 = 1,175 m^2$$

3. Laje em balanço (A2 e A3)

$$A2 = \left(\frac{0,40 + 0,08}{2} \right) + 0,25 * 0,4 = 0,11 m^2$$

$$A3 = \frac{(0,25 + 0,4) * 1,60}{2} = 0,52 m^2$$

4. Laje central (A4 e A5)

$$A4 = 0,25 * 2,65 = 0,66 m^2$$

$$A5 = \frac{1 * 0,15}{2} = 0,075 m^2$$

5. Guarda rodas (A6)

$$A6 = \frac{(0,17 + 0,23) * 0,4}{2} + \frac{(0,24 + 0,4) * 0,26}{2}$$

$$A6 = 0,2419 m^2$$

Além disso, faz-se o peso próprio do pavimento (Apav+Asobrelaje) e do recapeamento.

$$Asobrelaje = \frac{(0,05 + 0,15) * 0,5}{2} = 0,50 m^2$$

$$A_{pav} = 0,05 * 5 = 0,25$$

$$grec = 2 * 5 = 10 \text{ kN/m}$$

Dessa forma, faz-se uma combinação dos carregamentos permanentes.

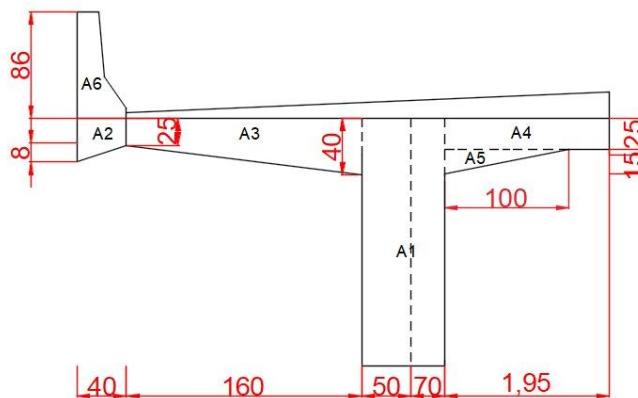
$$\begin{aligned} g1 &= (A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6 + A_{SOBRELAGE}) * \gamma_{con} \\ &\quad + (Apav * \gamma_{pav}) + grec \end{aligned} \quad (24)$$

$$\begin{aligned} g1 &= (1,175 + 0,11 + 0,52 + 0,66 + 0,075 + 0,24 + 0,5) * 25 + (0,25 * 24) \\ &\quad + 10 \end{aligned}$$

$$g1 = 98 \text{ kN/m}$$

1.12.1.1. Logarina 1 – Alargamento da base

Figura 24 - Alargamento da base da longarina



$$A_1 = 1,2 * 2,35 = 2,82 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0,11 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 0,60 \text{ m}^2$$

$$A_4 = 0,25 * 1,95 = 0,487 \text{ m}^2$$

$$A_5 = 0,075 \text{ m}^2$$

$$A_6 = 0,2419 \text{ m}^2$$

$$A_{sobreaje} = 0,5m^2$$

$$A_{pav} = 0,025 m^2$$

$$g_{recap} = 10 kN$$

$$\begin{aligned} g2 &= (2,82 + 0,11 + 0,6 + 0,487 + 0,075 + 0,2419 + 0,5) * 25 \\ &\quad + (0,025 * 24) + 10 \end{aligned}$$

$$g2 = 131,44 kN/m$$

$$g_{balanço} = g_1 + (g_2 - g_1) * \frac{2}{2} * \frac{1}{5,1} + (g_2 - g_1) * \frac{0,6}{5,1}$$

$$g_{balanço} = 100 + \frac{(131,44 - 100)}{5,1} + (131,44 - 100) * \frac{0,6}{5,1}$$

$$g_{balanço} = 109,85 kN/m$$

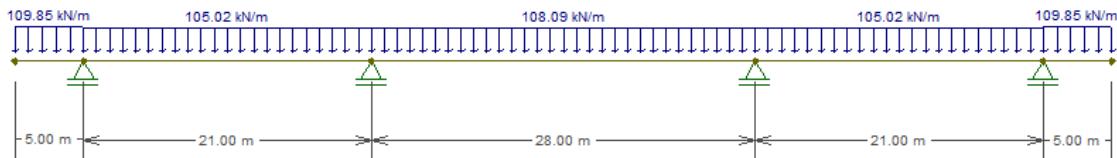
$$\begin{aligned} g_{vão1} &= 100 + \frac{(131,44 - 100) * 2,1}{2} * 2 * \frac{1}{21} + (131,44 - 100) * 0,6 * 2 \\ &\quad * \frac{1}{21} \end{aligned}$$

$$g_{vão1} = 105,02 kN/m$$

$$\begin{aligned} g_{vão2} &= 100 + \frac{(131,44 - 100) * 2,1}{2} * 2 * \frac{1}{28} + (131,44 - 100) * 0,6 * 2 \\ &\quad * \frac{1}{28} \end{aligned}$$

$$g_{vão2} = 108,09 kN/m$$

Figura 25 - Carga distribuída peso próprio



1.12.1.2. Transversina

Para o cálculo do peso próprio das transversinas, primeiramente encontra-se o valor da altura e da base, calculadas a partir da altura da viga. Dessa forma, tem-se as seguintes premissas.

$$h_{trans} \geq 75\% h_{vp} \quad (25)$$

$$h_{trans} \geq 0,75 * 2,35 = 1,76 \text{ m}$$

$$20 \leq b_{trans} \leq 25$$

Dessa forma, adota-se um valor de 0,20 m para a base e 1,65 m para a altura da transversina.

Com isso, encontra-se a distância entre as transversinas, adotando o menor valor entre as premissas abaixo.

$$d_{trans} \leq 2 * d_{vp} = 2 * 5,8 = 11,6 \text{ m}$$

$$d_{trans} = 10 \text{ m}$$

Assim sendo, a distância adotada entre as transversinas é de 10 m. Com isso, faz-se o cálculo dos carregamentos das transversinas entre apoios e no vão.

$$PTv = b_{trans} * h_{trans} * \gamma_{con} * \frac{l_{vão}}{2} \quad (26)$$

$$PTv = 0,2 * 1,65 * 25 * \frac{5,3}{2}$$

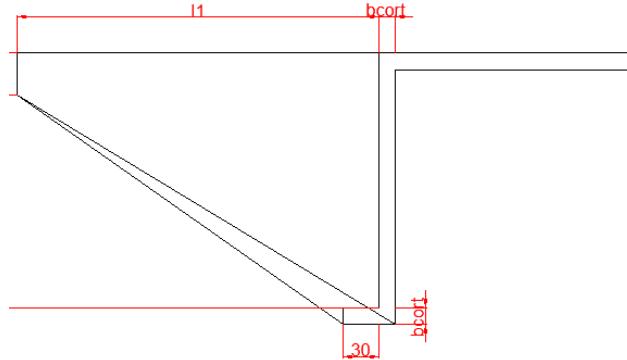
$$Ptv = 21,86 \text{ kN}$$

$$PTa = 0,2 * 1,65 * 25 * \frac{4,6}{2}$$

$$PTa = 18,97 \text{ kN}$$

1.12.2. Elementos de cabeceira

Figura 26- Elementos de cabeceira



1.12.3.1. Ala

Como dados iniciais tem-se:

6. $bcort = 0,25 \text{ m}$
7. $hcort = 2,35 \text{ m}$
8. $l1 = 1,5 * (hcort - 0,5) = 1,5 * (2,35 * 0,5) = 3 \text{ m}$

Dessa forma, tem-se que a área da ala é:

$$Aala = 0,5 * 3 + 1,85 * 0,3 + \frac{2,7 * 1,85}{2}$$

$$Aala = 4,55 \text{ m}^2$$

Com isso, tem-se que o carregamento proveniente da Ala é:

$$Pala = Aala * bcort * Yc \quad (27)$$

$$Pala = 4,55 * 0,25 * 25 = 28,45 \text{ kN}$$

1.12.3.2. Cortina

Para o cálculo da cortina

$$P_{cort} = bcort * hcort * \gamma_{con} * \frac{ltrans}{2} \quad (28)$$

$$P_{cort} = 0,25 * 2,35 * 25 * \frac{10,80}{2}$$

$$P_{cort} = 79,31 \text{ kN}$$

1.12.3.3. Viga inferior (vigueta)

$$P_{vi} = l2 * bcort * \gamma_{con} * \frac{ltrans - 2 * bcort}{2} \quad (29)$$

$$P_{vi} = 0,3 * 0,25 * 25 * \frac{10,8 - 2 * 0,25}{2}$$

$$P_{vi} = 9,65 \text{ kN}$$

1.12.3.4. Terra sobre a vigueta

$$P_{terra} = l2 * (hcort - bcort) * \gamma_{terra} * \left(\frac{trans - bcort}{2} \right)$$

$$P_{terra} = 0,3 * (2,35 - 0,25) * 18 * \left(\frac{10,30}{2} \right)$$

$$P_{terra} = 58,40 \text{ kN}$$

1.12.3.5. Pavimentação

Inicialmente, tem-se que:

$$gpav + Rec = (24 * 0,025) + (0,5 * 25) + 10$$

$$gpav + Rec = 23,10 \text{ kN}$$

Dessa forma, o carregamento proveniente da pavimentação é:

$$P_{pav} = 23,1 * 0,3 = 6,93 \text{ kN}$$

Com isso, tem-se que o carregamento total dos elementos de cabeceira é:

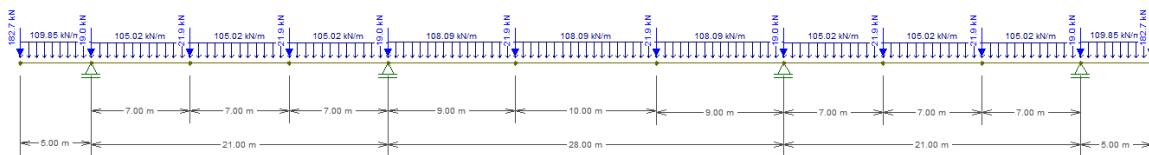
$$P_{cab} = 28,45 + 79,31 + 9,65 + 58,4 + 6,93$$

$$P_{cab} = 182,74 \text{ kN}$$

1.12.3. Cálculo dos momentos para VP1

Portanto, para o cálculo dos momentos na longarina 1, com auxílio do software Ftool, tem-se o seguinte carregamento permanente apresentado na Figura 27.

Figura 27 - Carregamento permanente na Longarina 1



Para o cálculo dos momentos divide-se o comprimento dos vãos em 11 totalizando em 30 seções. Com isso, tem-se que os momentos e os cortantes em cada seção é apresentada na Tabela 2.

Tabela 2 - Momentos e esforços cortantes devido ao carregamento permanente por seção na Longarina 1

Seção	Mg (kNm)	Vg (kN/m)
0	-2286,6	-731,9
		928,9
1	-567,5	708,3
2	688,4	487,8
3	1481,2	267,3
4	1780,3	24,8
5	1783,2	-195,7
	1600,8	

6	958,2	-416,3
7	-162,8	-658,7
8	-1777,7	-879
9	-3855,7	-1099,8
10	-6396,8	-1320,3
		1535,2
11	-2522,1	1232,5
12	505,2	929,9
13	2685,1	627,2
14	3969,4	302,7
15	4393,1	0
16	3969,4	-302,7
17	2685,1	-627,2
18	505,2	-929,9
19	-2522,1	-1232,5
20	-6396,8	-1535,2
		1320,3
21	-3855,7	1099,8
22	-1777,7	879,2
23	-162,8	658,7

24	958,2	416,3
25	1600,8	195,7
26	1783,2	-24,8
	1780,3	
27	1481,2	-267,3
28	688,4	-487,8
29	-567,5	-708,3
30	-2286,6	-928,9
		731,9

Abaixo serão apresentados os diagramas de momento e cortante tirados do software Ftool.

Figura 28 - Diagrama de Momento na VP1 devido ao carregamento permanente

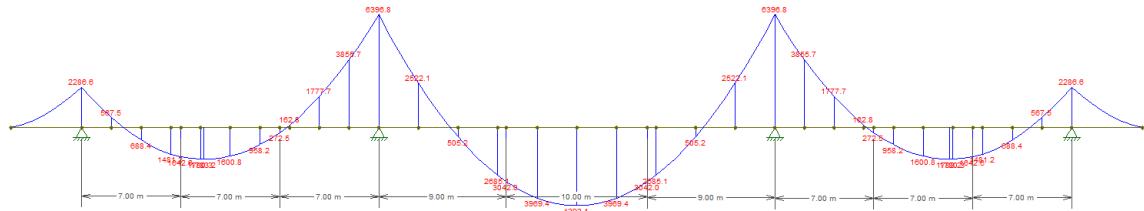
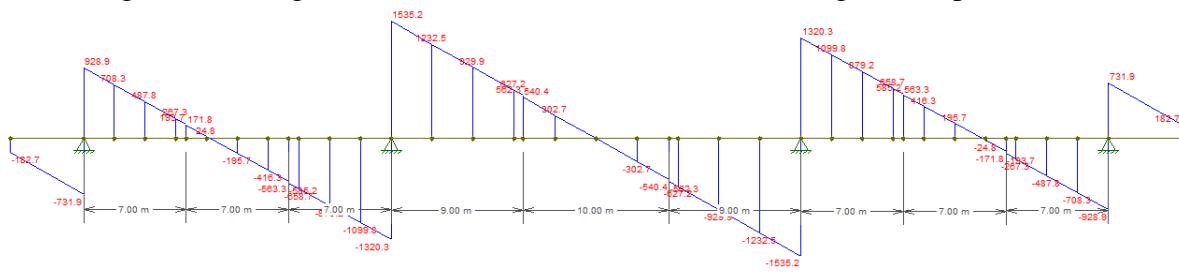


Figura 29 - Diagrama de Cortante na VP1 devido ao carregamento permanente



Com isso, faz-se a combinação dos momentos máximos e mínimos dos carregamentos móvel e permanente a fim de determinar a área de aço necessária devido aos momentos.

1.13. Armadura longitudinal da longarina 1

Dessa forma, adota-se o maior valor das seguintes premissas.

- Para Momento Máximo

$$M_{máx} \geq \begin{cases} 1,4Mg + 1,4Mq^+ \\ 0,9Mg + 1,4Mq^+ \end{cases}$$

- Para Momento mínimo

$$M_{mín} \geq \begin{cases} 1,4Mg + 1,4Mq^- \\ 0,9Mg + 1,4Mq^- \end{cases}$$

Dessa forma, com auxílio do *software* Excel, tem-se que aos momentos máximos e mínimos e os coeficientes de fadiga em cada seção é dada por meio da Tabela 3.

Tabela 3 - Momentos máximos e mínimos na VP1

SEÇÃO	Mq+	Mq-	Mg	Mmax	Mmin
0	0.00kNm	-2779.00kNm	-2286,60kNm	-3201,24kNm	-7091,84kNm
1	1842,60kNm	-2629,00kNm	-567,50kNm	2068,89kNm	-4475,10kNm
2	3172,80kNm	-2478,90kNm	688,40kNm	5405,68kNm	-2850,90kNm
3	4017,10kNm	-2328,90kNm	1481,20kNm	7697,62kNm	-1927,38kNm
4	4465,10kNm	-2178,80kNm	1780,30kNm	8743,56kNm	-1448,05kNm
5	4514,80kNm	-2105,10kNm	1783,20kNm	8817,20kNm	-1342,26kNm
6	4452,40kNm	-2028,80kNm	1600,80kNm	8474,48kNm	-1399,60kNm
7	4012,00kNm	-2251,00kNm	958,20kNm	6958,28kNm	-2289,02kNm
8	3185,50kNm	-2535,60kNm	-162,80kNm	4313,18kNm	-3777,76kNm
9	2021,90kNm	-2820,20kNm	-1777,70kNm	1230,73kNm	-6437,06kNm
10	911,40kNm	-3440,10kNm	-3855,70kNm	-4122,02kNm	-10214,12kNm
11	967,50kNm	-4633,00kNm	-6396,80kNm	-7601,02kNm	-15441,72kNm
12	1045,30kNm	-2568,40kNm	-2522,10kNm	-2067,52kNm	-7126,70kNm
13	2375,90kNm	-1725,90kNm	505,20kNm	4033,54kNm	-1961,58kNm
14	3857,80kNm	-1526,00kNm	2685,10kNm	9160,06kNm	1622,74kNm
15	4809,80kNm	-1373,50kNm	3969,40kNm	12290,88kNm	3634,26kNm
16	5132,80kNm	-1221,10kNm	4393,10kNm	13336,26kNm	4440,80kNm
17	4809,80kNm	-1373,50kNm	3969,40kNm	12290,88kNm	3634,26kNm
18	3857,80kNm	-1526,00kNm	2685,10kNm	9160,06kNm	1622,74kNm
19	2375,40kNm	-1725,90kNm	505,20kNm	4032,84kNm	-1961,58kNm
20	1042,50kNm	-2568,70kNm	-2522,10kNm	-2071,44kNm	-7127,12kNm
21	967,50kNm	-4632,90kNm	-6396,80kNm	-7601,02kNm	-15441,58kNm
22	912,50kNm	-3439,90kNm	-3855,70kNm	-4120,48kNm	-10213,84kNm
23	2021,90kNm	-2820,20kNm	-1777,70kNm	1230,73kNm	-6437,06kNm
24	3185,50kNm	-2535,60kNm	-162,80kNm	4313,18kNm	-3777,76kNm
25	4012,00kNm	-2251,00kNm	958,20kNm	6958,28kNm	-2289,02kNm
26	4452,40kNm	-2028,80kNm	1600,80kNm	8474,48kNm	-1399,60kNm
27	4514,80kNm	-2101,60kNm	1783,20kNm	8817,20kNm	-1337,36kNm
28	4465,50kNm	-2178,80kNm	1780,30kNm	8744,12kNm	-1448,05kNm
29	4017,20kNm	-2328,90kNm	1481,20kNm	7697,76kNm	-1927,38kNm
30	1842,70kNm	-2629,00kNm	-567,50kNm	2069,03kNm	-4475,10kNm
	0,00kNm	-2779,00kNm	-2286,60kNm	-3201,24kNm	-7091,84kNm

1.13.1. Viga em seção retangular

Tabela 4 - Resumo área de aço e quantitativo de barras na VP1

SEÇÃO	As+	As-
0	37,31 cm ²	87,15 cm ²
1	23,78 cm ²	53,01 cm ²
2	64,85 cm ²	33,08 cm ²
3	95,46 cm ²	22,11 cm ²
4	110,22 cm ²	16,52 cm ²
5	111,29 cm ²	15,29 cm ²
	106,37 cm ²	15,96 cm ²
6	85,34 cm ²	26,38 cm ²
7	50,99 cm ²	44,35 cm ²
8	14,00 cm ²	78,35 cm ²
9	48,60 cm ²	131,98 cm ²
10	94,12 cm ²	222,79 cm ²
11	23,76 cm ²	87,62 cm ²
12	47,51 cm ²	22,51 cm ²
13	116,26 cm ²	18,55 cm ²
14	165,10 cm ²	42,58 cm ²
15	183,08 cm ²	52,58 cm ²
16	165,10 cm ²	42,58 cm ²
17	116,26 cm ²	18,55 cm ²
18	47,50 cm ²	22,51 cm ²
19	23,81 cm ²	87,63 cm ²
20	94,12 cm ²	222,78 cm ²
21	48,59 cm ²	131,98 cm ²
22	14,00 cm ²	78,35 cm ²
23	50,99 cm ²	44,35 cm ²
24	85,34 cm ²	26,38 cm ²
25	106,37 cm ²	15,96 cm ²
	111,29 cm ²	15,24 cm ²
26	110,23 cm ²	16,52 cm ²
27	95,46 cm ²	22,11 cm ²
28	64,85 cm ²	33,08 cm ²
29	23,78 cm ²	53,01 cm ²
30	37,31 cm ²	87,15 cm ²

1.13.2. Coeficiente de fadiga para os momentos fletores (k)

Para o cálculo da fadiga determina-se o momento fletor M1 e M2, sendo M1 o de maior valor e M2 o de menor valor em módulo, para cada seção e, com isso, calcula-se o coeficiente de fadiga (k), que possui as seguintes premissas.

- Se M1 e M2 tiverem o mesmo sinal:

$$k = \frac{M1 - M2}{M1} * \frac{5}{3,6}$$

- Se M1 e M2 tiverem sinais opostos:

$$k = \frac{|M1| + 0,5 * |M2|}{|M1|} * \frac{5}{3,6}$$

Sendo que obrigatoriamente $k \geq 1$. Dessa forma, tem-se a Tabela 5 com o resumo dos coeficientes de fadiga (k) para cada uma das seções.

Tabela 5 - Coeficiente de fadiga (k) e Área de aço da fadiga para momentos na VP1

SEÇÃO	M _{max}	M _{min}	k	A _{fadiga I}	QTD BARRAS fadiga M _{max}	A _{fadiga S}	QTD BARRAS fadiga M _{min}
0	-3201,24kNm	-7091,84kNm	1,00	37,31 cm ²	7,60 barras	87,15 cm ²	17,75 barras
1	2068,89kNm	-4475,10kNm	1,71	40,66 cm ²	8,28 barras	90,65 cm ²	18,47 barras
2	5405,68kNm	-2850,90kNm	1,76	113,81 cm ²	23,19 barras	58,06 cm ²	11,83 barras
3	7697,62kNm	-1927,38kNm	1,56	149,18 cm ²	30,39 barras	34,56 cm ²	7,04 barras
4	8743,56kNm	-1448,05kNm	1,50	165,77 cm ²	33,77 barras	24,84 cm ²	5,06 barras
5	8817,20kNm	-1342,26kNm	1,49	166,33 cm ²	33,88 barras	22,86 cm ²	4,66 barras
	8474,48kNm	-1399,60kNm	1,50	159,94 cm ²	32,58 barras	23,99 cm ²	4,87 barras
6	6958,28kNm	-2289,02kNm	1,62	138,02 cm ²	28,12 barras	42,66 cm ²	8,69 barras
7	4313,18kNm	-3777,76kNm	2,00	101,83 cm ²	20,74 barras	88,57 cm ²	18,04 barras
8	1230,73kNm	-6437,06kNm	1,52	21,31 cm ²	4,34 barras	119,22 cm ²	24,29 barras
9	-4122,02kNm	-10214,12kNm	1,00	48,60 cm ²	9,90 barras	131,98 cm ²	26,89 barras
10	-7601,02kNm	-15441,72kNm	1,00	94,12 cm ²	19,17 barras	222,79 cm ²	45,39 barras
11	-2067,52kNm	-7126,70kNm	1,00	23,76 cm ²	4,84 barras	87,62 cm ²	17,85 barras
12	4033,54kNm	-1961,58kNm	1,73	82,03 cm ²	16,71 barras	38,87 cm ²	7,92 barras
13	9160,06kNm	1622,74kNm	1,14	132,87 cm ²	27,07 barras	21,20 cm ²	4,32 barras
14	12290,88kNm	3634,26kNm	1,00	165,10 cm ²	33,63 barras	42,58 cm ²	8,68 barras
15	13336,26kNm	4440,80kNm	1,00	183,08 cm ²	37,30 barras	52,58 cm ²	10,71 barras
16	12290,88kNm	3634,26kNm	1,00	165,10 cm ²	33,63 barras	42,58 cm ²	8,68 barras
17	9160,06kNm	1622,74kNm	1,14	132,87 cm ²	27,07 barras	21,20 cm ²	4,32 barras
18	4032,84kNm	-1961,58kNm	1,73	82,01 cm ²	16,71 barras	38,87 cm ²	7,92 barras
19	-2071,44kNm	-7127,12kNm	1,00	23,81 cm ²	4,85 barras	87,63 cm ²	17,85 barras
20	-7601,02kNm	-15441,58kNm	1,00	94,12 cm ²	19,17 barras	222,78 cm ²	45,39 barras
21	-4120,48kNm	-10213,84kNm	1,00	48,59 cm ²	9,90 barras	131,98 cm ²	26,89 barras
22	1230,73kNm	-6437,06kNm	1,52	21,31 cm ²	4,34 barras	119,22 cm ²	24,29 barras
23	4313,18kNm	-3777,76kNm	2,00	101,83 cm ²	20,74 barras	88,57 cm ²	18,04 barras
24	6958,28kNm	-2289,02kNm	1,62	138,02 cm ²	28,12 barras	42,66 cm ²	8,69 barras
25	8474,48kNm	-1399,60kNm	1,50	159,94 cm ²	32,58 barras	23,99 cm ²	4,87 barras
	8817,20kNm	-1337,36kNm	1,49	166,28 cm ²	33,88 barras	22,77 cm ²	4,64 barras
26	8744,12kNm	-1448,05kNm	1,50	165,78 cm ²	33,77 barras	24,84 cm ²	5,06 barras
27	7697,76kNm	-1927,38kNm	1,56	149,18 cm ²	30,39 barras	34,56 cm ²	7,04 barras
28	5405,68kNm	-2850,90kNm	1,76	113,81 cm ²	23,19 barras	58,06 cm ²	11,83 barras
29	2069,03kNm	-4475,10kNm	1,71	40,66 cm ²	8,28 barras	90,65 cm ²	18,47 barras
30	-3201,24kNm	-7091,84kNm	1,00	37,31 cm ²	7,60 barras	87,15 cm ²	17,75 barras

1.13.3. Detalhamento da armadura

A fim de garantir que o concreto penetre com facilidade dentro da forma e envolva completamente as barras de aço das armaduras, a NBR 6118 estabelece os seguintes espaçamentos livres mínimos entre as faces das barras longitudinais.

- Direção horizontal (ah)

$$ahm\bar{m} \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi l = 2,5 \text{ cm} \\ 1,2d = 0,5 * 1,9 = 2,3 \text{ cm} \end{cases}$$

Dessa forma, o espaçamento mínimo na direção horizontal é de 2,5 cm.

- Direção vertical (av)

$$avm\bar{m} \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi l = 2,5 \text{ cm} \\ 0,5d = 0,5 * 1,9 = 1 \text{ cm} \end{cases}$$

Dessa forma, o espaçamento mínimo na direção vertical é de 2,5 cm.

1.14. Verificação do cortante

Dessa forma, adota-se o maior valor das seguintes premissas.

- Para Esforço Cortante Máximo

$$Vmáx \geq \begin{cases} 1,4Vg + 1,4Vq^+ \\ 0,9Vg + 1,4Vq^+ \end{cases}$$

- Para Momento mínimo

$$Vmín \geq \begin{cases} 1,4Vg + 1,4Vq^- \\ 0,9Vg + 1,4Vq^- \end{cases}$$

Dessa forma, com auxílio do *software* Excel, tem-se que aos momentos máximos e mínimos e os coeficientes de fadiga em cada seção é dada por meio da Tabela 6.

Tabela 6 - Esforço cortante máximo e mínimo na VP1

SEÇÃO	V _{max}	V _{min}
0	-1024,80kN	-2223,34kNm
	2746,52kN	601,37kNm
1	2208,64kN	394,99kNm
2	1688,68kN	137,88kNm
3	1187,62kN	-207,43kNm
4	675,22kN	-584,72kNm
5	311,77kN	-1050,28kNm
	0,00kN	0,00kNm
6	-18,65kN	-1536,50kNm
7	-304,99kN	-2059,12kNm
8	-525,38kN	-2554,30kNm
9	-736,28kN	-3051,02kNm
10	-938,51kN	-3545,50kNm
	3941,84kN	1225,44kNm
11	3280,48kN	891,27kNm
12	2618,14kN	630,69kNm
13	1961,96kN	235,06kNm
14	1287,58kN	-209,87kNm
15	661,64kN	-661,64kNm
16	209,87kN	-1287,58kNm
17	-235,06kN	-1961,96kNm
18	-630,69kN	-2618,14kNm
19	-947,27kN	-3280,48kNm
20	-1225,44kN	-3941,84kNm
	3545,50kN	938,51kNm
21	3051,02kN	736,28kNm
22	2554,58kN	525,56kNm
23	2059,12kN	304,99kNm
24	1536,50kN	18,65kNm
25	1050,28kN	-311,77kNm
	0,00kN	0,00kNm
26	584,72kN	-675,22kNm
27	207,43kN	-1187,62kNm
28	-137,88kN	-1688,68kNm
29	-394,99kN	-2208,64kNm
30	-601,37kN	-2746,52kNm
	2223,20kN	658,71kNm

1.14.1. Cálculo da Área de Aço mínima para o cortante

Para o cálculo da área de aço mínima tem-se a seguinte equação:

$$As, min = \frac{20 * fctm}{100} * bw \quad (32)$$

$$As, min = \frac{20 * 0,321}{50} * 50$$

$$As, min = 6,42 \text{ cm}^2$$

1.14.2. Modelo de cálculo 1

$$Vsd \leq Vrd2$$

Sendo $Vrd2$ calculado por meio da Equação 25.

$$Vrd2 = 0,27 * \left(1 - \frac{fck}{250}\right) * fcd * bw * d \quad (33)$$

$$Vrd2 = 0,27 * \left(1 - \frac{35}{250}\right) * \frac{3,5}{1,4} * 50 * 205$$

$$Vrd2 = 5950,13 \text{ kN}$$

Para a seções o cortante está de acordo com a verificação. A Tabela 7 mostra a verificação para todas as seções.

1.14.2.1. Cálculo da armadura transversal para o Modelo de Cálculo I

Para calcular a armadura transversal devem ser determinadas as parcelas da força cortante que serão absorvidas pelos mecanismos complementares ao de treliça (Vc) e pela armadura (Vsw) de tal modo que:

$$Vsd = Vc + Vsw$$

Na flexão simples, a parcela Vc é determinada pela Equação abaixo:

$$Vc = Vc0 = 0,6 * \frac{0,7 * 0,3\sqrt[3]{fck^2}}{10\gamma_c} * bw * d \quad (34)$$

$$Vc = Vc0 = 0,6 * \frac{0,7 * 0,3\sqrt[3]{25^2}}{10 * 1,4} * 50 * 205$$

$$Vc = Vc0 = 987,06$$

Dessa forma, tem-se que a parcela da armadura para a seção 0 é:

$$Vsw = Vsd - Vc$$

Com isso, a área de aço positiva ou negativa pelo Modelo de Cálculo I é dada pela Equação.

$$Asw+ = \frac{V_{sw}}{39,2d} \quad (35)$$

Dessa forma, nas Tabelas 8 e 9 serão apresentados quadros resumos dos cortantes máximos e mínimos e suas respectivas áreas de aço em cada seção, respeitando a área de aço mínima para o Modelo de Cálculo 1.

Tabela 7 - Área de aço para o cortante máximo na VP1 para o Modelo de Cálculo I

SEÇÃO	Vc0	Vsw	Asw
0	987,06kN	-2011,86kN	25,04cm ² /m
	987,06kN	1759,46kN	21,89cm ² /m
1	987,06kN	1221,58kN	15,20cm ² /m
2	987,06kN	701,62kN	8,73cm ² /m
3	987,06kN	200,56kN	6,42cm ² /m
4	987,06kN	-311,84kN	6,42cm ² /m
	987,06kN	-675,29kN	8,40cm ² /m
5	987,06kN	-987,06kN	12,28cm ² /m
6	987,06kN	-1005,71kN	12,52cm ² /m
7	987,06kN	-1292,05kN	16,08cm ² /m
8	987,06kN	-1512,44kN	18,82cm ² /m
9	987,06kN	-1723,34kN	21,45cm ² /m
	987,06kN	-1925,57kN	23,96cm ² /m
10	987,06kN	2954,78kN	36,77cm ² /m
	987,06kN	2293,42kN	28,54cm ² /m
11	987,06kN	1631,08kN	20,30cm ² /m
12	987,06kN	974,90kN	12,13cm ² /m
13	987,06kN	300,52kN	6,42cm ² /m
14	987,06kN	-325,42kN	6,42cm ² /m
15	987,06kN	-777,19kN	9,67cm ² /m
16	987,06kN	-1222,12kN	15,21cm ² /m
17	987,06kN	-1617,75kN	20,13cm ² /m
18	987,06kN	-1934,33kN	24,07cm ² /m
	987,06kN	-2212,50kN	27,53cm ² /m
20	987,06kN	2558,44kN	31,84cm ² /m
21	987,06kN	2063,96kN	25,68cm ² /m
22	987,06kN	1567,52kN	19,51cm ² /m
23	987,06kN	1072,06kN	13,34cm ² /m
24	987,06kN	549,44kN	6,84cm ² /m
	987,06kN	63,22kN	6,42cm ² /m
25	987,06kN	-987,06kN	12,28cm ² /m
26	987,06kN	-402,34kN	6,42cm ² /m
27	987,06kN	-779,63kN	9,70cm ² /m
28	987,06kN	-1124,94kN	14,00cm ² /m
29	987,06kN	-1382,05kN	17,20cm ² /m
	987,06kN	-1588,43kN	19,77cm ² /m
30	987,06kN	1236,14kN	15,38cm ² /m

Tabela 8 - Área de aço para cortante mínimo na VP1 para o Modelo de Cálculo I

SEÇÃO	Vc0	Vsw	Asw
0	987,06kN	-3210,40kN	39,95cm ² /m
	987,06kN	-385,69kN	6,42cm ² /m
1	987,06kN	-592,07kN	7,37cm ² /m
2	987,06kN	-849,18kN	10,57cm ² /m
3	987,06kN	-1194,49kN	14,86cm ² /m
4	987,06kN	-1571,78kN	19,56cm ² /m
5	987,06kN	-2037,34kN	25,35cm ² /m
	987,06kN	-987,06kN	12,28cm ² /m
6	987,06kN	-2523,56kN	31,40cm ² /m
7	987,06kN	-3046,18kN	37,91cm ² /m
8	987,06kN	-3541,36kN	44,07cm ² /m
9	987,06kN	-4038,08kN	50,25cm ² /m
10	987,06kN	-4532,56kN	56,40cm ² /m
	987,06kN	238,38kN	6,42cm ² /m
11	987,06kN	-95,79kN	6,42cm ² /m
12	987,06kN	-356,37kN	6,42cm ² /m
13	987,06kN	-752,00kN	9,36cm ² /m
14	987,06kN	-1196,93kN	14,89cm ² /m
15	987,06kN	-1648,70kN	20,52cm ² /m
16	987,06kN	-2274,64kN	28,31cm ² /m
17	987,06kN	-2949,02kN	36,70cm ² /m
18	987,06kN	-3605,20kN	44,86cm ² /m
19	987,06kN	-4267,54kN	53,11cm ² /m
20	987,06kN	-4928,90kN	61,34cm ² /m
	987,06kN	-48,55kN	6,42cm ² /m
21	987,06kN	-250,78kN	6,42cm ² /m
22	987,06kN	-461,50kN	6,42cm ² /m
23	987,06kN	-682,07kN	8,49cm ² /m
24	987,06kN	-968,41kN	12,05cm ² /m
25	987,06kN	-1298,83kN	16,16cm ² /m
	987,06kN	-987,06kN	12,28cm ² /m
26	987,06kN	-1662,28kN	20,69cm ² /m
27	987,06kN	-2174,68kN	27,06cm ² /m
28	987,06kN	-2675,74kN	33,30cm ² /m
29	987,06kN	-3195,70kN	39,77cm ² /m
30	987,06kN	-3733,58kN	46,46cm ² /m
	987,06kN	-328,35kN	6,42cm ² /m

1.14.3. Modelo de Cálculo II com $\theta = 30^\circ$

1.14.3.1. Verificação da compressão nas bielas

$$Vrd2 = 0,54 * \left(1 - \frac{fck}{250}\right) * fcd * bw * d * \operatorname{sen}^2\theta (\cotg\alpha + \cotg\theta) \quad (36)$$

Para estribos verticais, $\alpha = 90^\circ$. Portanto,

$$Vrd2 = 0,54 * \left(1 - \frac{35}{250}\right) * 3,5 * 50 * 205 * \operatorname{sen}^2 30 (\cotg 90 + \cotg 30)$$

$$Vrd2 = 5146,86 \text{ kN}$$

Portanto, o cortante está de acordo com a verificação.

1.14.3.2. Cálculo da armadura transversal para o Modelo de Cálculo II

Para calcular a armadura deve-se determinar as parcelas da força cortante solicitante que serão absorvidas pelos mecanismos complementares ao de treliça (V_c) e pela armadura (V_{sw}), de tal modo que:

$$V_{sd} = V_c + V_{ws}$$

Na flexão simples, a parcela V_c é igual a V_{c1} . Para isso, deve-se determinar a força V_{c0} , contudo, essa parcela é igual à determinada no Modelo de Cálculo I, ou seja, V_{c0} não depende do modelo de cálculo utilizado.

A força V_{c1} apresenta uma relação inversa com a solicitação de cálculo V_{sd} . Como V_{sd} é maior que V_{c0} , a parcela V_{c1} é calculada conforme a Equação 30, exemplificada pela seção 0.

$$V_c = V_{c1} = \frac{V_{rd2} - V_{sd}}{V_{rd2} - V_{c0}} \quad (37)$$

Dessa forma, tem-se que a parcela da armadura para a seção 0 é:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_{c1}$$

Com isso, a área de aço positiva ou negativa pelo Modelo de Cálculo II é dada pela Equação 27.

$$A_{sw+} = \frac{V_{sw}}{0,9d * f_{yw}(\cotg\alpha + \cotg\theta) * \operatorname{sen}\alpha} \quad (38)$$

Dessa forma, nas Tabelas 11 e 12 serão apresentados quadros resumos dos cortantes máximos e mínimos e suas respectivas áreas de aço em cada seção, respeitando a área de aço mínima para o Modelo de Cálculo II.

Tabela 9 - Área de aço para o cortante máximo na VP1 para o Modelo de Cálculo II

Vrd2	Verificação	Vc0	Vc	Vsw	Asw
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1464,45kN	-2489,25	17,94cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	569,57kN	2176,95	15,69cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	697,20kN	1511,44	10,89cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	820,58kN	868,10	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	939,47kN	248,15	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1061,06kN	-385,84	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1147,30kN	-835,53	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1221,28kN	-1221,28	8,80cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1225,71kN	-1244,36	8,97cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1293,65kN	-1598,64	11,52cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1345,95kN	-1871,33	13,48cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1395,99kN	-2132,27	15,36cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1443,98kN	-2382,49	17,17cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	285,93kN	3655,91	26,34cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	442,87kN	2837,61	20,45cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	600,03kN	2018,11	14,54cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	755,73kN	1206,23	8,69cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	915,75kN	371,83	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1064,28kN	-402,64	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1171,48kN	-961,61	6,93cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1277,06kN	-1512,12	10,90cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1370,93kN	-2001,62	14,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1446,05kN	-2393,32	17,25cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1512,06kN	-2737,50	19,73cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	379,98kN	3165,52	22,81cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	497,31kN	2553,71	18,40cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	615,11kN	1939,47	13,98cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	732,68kN	1326,44	9,56cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	856,69kN	679,81	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	972,06kN	78,22	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1221,28kN	-1221,28	8,80cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1082,53kN	-497,81	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1172,06kN	-964,63	6,95cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1254,00kN	-1391,88	10,03cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1315,01kN	-1710,00	12,32cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1363,98kN	-1965,35	14,16cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	693,74kN	1529,46	11,02cm ² /m

Tabela 10 - Área de aço para o cortante mínimo na VP1 para o Modelo de Cálculo II

Vrd2	Verificação	Vc0	Vc	Vsw	Asw
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1748,85kN	-3972,19	28,62cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1078,58kN	-477,21	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1127,55kN	-732,56	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1188,56kN	-1050,68	7,57cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1270,50kN	-1477,93	10,65cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1360,03kN	-1944,75	14,01cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1470,50kN	-2520,78	18,16cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1221,28kN	-1221,28	8,80cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1585,87kN	-3122,37	22,50cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1709,88kN	-3769,00	27,16cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1827,38kN	-4381,68	31,57cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1945,25kN	-4996,27	36,00cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	2062,58kN	-5608,08	40,41cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	930,50kN	294,94	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1009,79kN	-118,52	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1071,63kN	-440,94	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1165,50kN	-930,44	6,70cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1271,08kN	-1480,95	10,67cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1378,28kN	-2039,92	14,70cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1526,81kN	-2814,39	20,28cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1686,83kN	-3648,79	26,29cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1842,53kN	-4460,67	32,14cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1999,69kN	-5280,17	38,05cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	2156,63kN	-6098,47	43,94cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	998,58kN	-60,07	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1046,57kN	-310,29	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1096,57kN	-571,01	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1148,91kN	-843,92	6,42cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1216,85kN	-1198,20	8,63cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1295,26kN	-1607,03	11,58cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1221,28kN	-1221,28	8,80cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1381,50kN	-2056,72	14,82cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1503,09kN	-2690,71	19,39cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1621,98kN	-3310,66	23,86cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1745,36kN	-3954,00	28,49cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1872,99kN	-4619,51	33,29cm ² /m
5146,86kN	Ok!	987,06kN	1064,98kN	-406,27	6,42cm ² /m

1.14.4. Coeficiente de fadiga para o cortante (k)

Para o cálculo da fadiga determina-se para o esforço cortante V1 e V2, sendo V1 o de maior valor e V2 o de menor valor em módulo, para cada seção e, com isso, calcula-se o coeficiente de fadiga (k), que possui as seguintes premissas.

- Se V1 e V2 tiverem o mesmo sinal:

$$k = \frac{V1 - V2}{V1} * \frac{5}{2,8}$$

- Se V1 e V2 tiverem sinais opostos:

$$k = \frac{5}{2,8}$$

Sendo que obrigatoriamente $k \geq 1$. Dessa forma, tem-se a Tabela 13 com o resumo dos coeficientes de fadiga (k), área de aço final e quantidade de barras necessárias para cada uma das seções.

Tabela 11 - Resumo da área de aço final considerando a fadiga na VP1

SEÇÃO	V _{max}	V _{min}	k	Afadiaga I	Φ	QTD BARRAS	Afadiaga S	Φ	QTD BARRAS
0	-1024,80kN	-2223,34kNm	1,00	25,04cm ² /m	16,00 mm	3,11 estribos/m	39,95cm ² /m	16,00 mm	4,97 estribos/m
	2746,52kN	601,37kNm	1,39	30,54cm ² /m	16,00 mm	3,80 estribos/m	8,95cm ² /m	16,00 mm	1,11 estribos/m
1	2208,64kN	394,99kNm	1,47	22,29cm ² /m	16,00 mm	2,77 estribos/m	10,80cm ² /m	16,00 mm	1,34 estribos/m
2	1688,68kN	137,88kNm	1,64	14,32cm ² /m	16,00 mm	1,78 estribos/m	17,33cm ² /m	16,00 mm	2,15 estribos/m
3	1187,62kN	-207,43kNm	1,79	11,46cm ² /m	16,00 mm	1,43 estribos/m	26,54cm ² /m	16,00 mm	3,30 estribos/m
4	675,22kN	-584,72kNm	1,79	11,46cm ² /m	16,00 mm	1,43 estribos/m	34,93cm ² /m	16,00 mm	4,34 estribos/m
5	311,77kN	-1050,28kNm	1,79	15,01cm ² /m	16,00 mm	1,87 estribos/m	45,27cm ² /m	16,00 mm	5,63 estribos/m
	0,00kN	0,00kNm	0,00	0,00cm ² /m	16,00 mm	0,00 estribos/m	0,00cm ² /m	16,00 mm	0,00 estribos/m
6	-18,65kN	-1536,50kNm	1,76	22,08cm ² /m	16,00 mm	2,75 estribos/m	55,40cm ² /m	16,00 mm	6,89 estribos/m
7	-304,99kN	-2059,12kNm	1,52	24,46cm ² /m	16,00 mm	3,00 estribos/m	57,66cm ² /m	16,00 mm	7,17 estribos/m
8	-525,38kN	-2554,30kNm	1,42	26,70cm ² /m	16,00 mm	3,32 estribos/m	62,51cm ² /m	16,00 mm	7,77 estribos/m
9	-736,28kN	-3051,02kNm	1,35	29,05cm ² /m	16,00 mm	3,61 estribos/m	68,08cm ² /m	16,00 mm	8,46 estribos/m
10	-938,51kN	-3545,50kNm	1,31	31,46cm ² /m	16,00 mm	3,91 estribos/m	74,06cm ² /m	16,00 mm	9,21 estribos/m
	3941,84kN	1225,44kNm	1,23	45,25cm ² /m	16,00 mm	5,63 estribos/m	7,90cm ² /m	16,00 mm	0,98 estribos/m
11	3280,48kN	891,27kNm	1,30	37,12cm ² /m	16,00 mm	4,62 estribos/m	8,35cm ² /m	16,00 mm	1,04 estribos/m
12	2618,14kN	630,69kNm	1,36	27,51cm ² /m	16,00 mm	3,42 estribos/m	8,70cm ² /m	16,00 mm	1,08 estribos/m
13	1961,96kN	235,06kNm	1,57	19,07cm ² /m	16,00 mm	2,37 estribos/m	14,71cm ² /m	16,00 mm	1,83 estribos/m
14	1287,58kN	-209,87kNm	1,79	11,46cm ² /m	16,00 mm	1,43 estribos/m	26,60cm ² /m	16,00 mm	3,31 estribos/m
15	661,64kN	-661,64kNm	1,79	11,46cm ² /m	16,00 mm	1,43 estribos/m	36,64cm ² /m	16,00 mm	4,56 estribos/m
16	209,87kN	-1287,58kNm	1,79	17,27cm ² /m	16,00 mm	2,15 estribos/m	50,55cm ² /m	16,00 mm	6,28 estribos/m
17	-235,06kN	-1961,96kNm	1,57	23,90cm ² /m	16,00 mm	2,97 estribos/m	57,68cm ² /m	16,00 mm	7,17 estribos/m
18	-630,69kN	-2618,14kNm	1,36	27,29cm ² /m	16,00 mm	3,39 estribos/m	60,81cm ² /m	16,00 mm	7,56 estribos/m
19	-947,27kN	-3280,48kNm	1,27	30,57cm ² /m	16,00 mm	3,80 estribos/m	67,45cm ² /m	16,00 mm	8,39 estribos/m
20	-1225,44kN	-3941,84kNm	1,23	33,88cm ² /m	16,00 mm	4,21 estribos/m	79,48cm ² /m	16,00 mm	9,38 estribos/m
	3545,50kN	938,51kNm	1,31	41,80cm ² /m	16,00 mm	5,20 estribos/m	8,43cm ² /m	16,00 mm	1,05 estribos/m
21	3051,02kN	736,28kNm	1,35	34,80cm ² /m	16,00 mm	4,33 estribos/m	8,70cm ² /m	16,00 mm	1,08 estribos/m
22	2554,58kN	525,56kNm	1,42	27,67cm ² /m	16,00 mm	3,44 estribos/m	9,11cm ² /m	16,00 mm	1,13 estribos/m
23	2059,12kN	304,99kNm	1,52	20,29cm ² /m	16,00 mm	2,52 estribos/m	12,91cm ² /m	16,00 mm	1,61 estribos/m
24	1536,50kN	18,65kNm	1,76	12,06cm ² /m	16,00 mm	1,50 estribos/m	21,26cm ² /m	16,00 mm	2,64 estribos/m
25	1050,28kN	-311,77kNm	1,79	11,46cm ² /m	16,00 mm	1,43 estribos/m	28,86cm ² /m	16,00 mm	3,59 estribos/m
	0,00kN	0,00kNm	0,00	0,00cm ² /m	16,00 mm	0,00 estribos/m	0,00cm ² /m	16,00 mm	0,00 estribos/m
26	584,72kN	-675,22kNm	1,79	11,46cm ² /m	16,00 mm	1,43 estribos/m	36,94cm ² /m	16,00 mm	4,59 estribos/m
27	207,43kN	-1187,62kNm	1,79	17,32cm ² /m	16,00 mm	2,15 estribos/m	48,32cm ² /m	16,00 mm	6,01 estribos/m
28	-137,88kN	-1688,68kNm	1,64	22,96cm ² /m	16,00 mm	2,85 estribos/m	54,60cm ² /m	16,00 mm	6,79 estribos/m
29	-394,99kN	-2208,64kNm	1,47	25,22cm ² /m	16,00 mm	3,14 estribos/m	58,31cm ² /m	16,00 mm	7,25 estribos/m
	-601,37kN	-2746,52kNm	1,39	27,57cm ² /m	16,00 mm	3,43 estribos/m	64,80cm ² /m	16,00 mm	8,06 estribos/m
30	2223,20kN	658,71kNm	1,26	19,33cm ² /m	16,00 mm	2,40 estribos/m	8,07cm ² /m	16,00 mm	1,00 estribos/m

1.14.4.1. Espaçamento máximo entre estribos (Smáx)

Para o espaçamento entre estribos, segue-se as seguintes premissas:

- Para $V_{sd} \leq 0,67V_{rd2}$ - $Smáx \leq 0,6d \leq 30 \text{ cm}$
- Para $V_{sd} > 0,67V_{rd2}$ - $Smáx \leq 0,3d \leq 20 \text{ cm}$

Com isso, tem-se que:

$$0,67V_{rd2} = 0,67 * 5950,13$$

$$0,67V_{rd2} = 3986,58 \text{ kN}$$

Sendo $V_{sd} = 4928,9 \text{ kN}$, tem-se que:

$$V_{sd} > 0,67V_{rd2}$$

Dessa forma,

$$Smáx \leq 0,3 * 205 \leq 61,5 \text{ cm}$$

$$Smáx \leq 61,5 \leq 20 \text{ cm}$$

Portanto, o espaçamento máximo entre os estribos é de 20 cm.

1.14.4.2. Espaçamento máximo entre ramos verticais (St)

Para o espaçamento entre ramos verticais, segue-se as seguintes premissas:

- Para $Vsd \leq 0,20Vrd2$ - $Stmáx \leq d \leq 80 \text{ cm}$
- Para $Vsd > 0,20Vrd2$ - $Stmáx \leq 0,6d \leq 35 \text{ cm}$

Com isso, tem-se que:

$$0,20Vrd2 = 0,20 * 5950,13$$

$$0,20Vrd2 = 1190,02 \text{ kN}$$

Tem-se que:

$$Vsd > 0,20Vrd2$$

Dessa forma,

$$Stmáx \leq 0,6 * 205 \leq 35 \text{ cm}$$

$$Stmáx \leq 123 \leq 35 \text{ cm}$$

Portanto, o espaçamento máximo entre ramos dos estribos é de 35 cm.

1.15. Decalagem e ancoragem

1.15.1. Decalagem

Para a decalagem, tem-se a Equação a seguir.

$$dl = 0,75 * d \tag{42}$$

$$dl = 0,75 * 205$$

$$dl = 153,75 \text{ cm}$$

1.15.2. Comprimento de ancoragem

Para o comprimento de ancoragem tem-se a Equação abaixo.

$$lb = \frac{\phi}{4} * \frac{Fyd}{Fbd} \quad (43)$$

Onde, Fbd é dada pela Equação seguinte.

$$Fbd = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * Fctd \quad (44)$$

$$Fbd = 2,25 * 1 * 1 * \frac{0,21}{1,4} * \sqrt[3]{35^2}$$

$$Fbd = 0,36$$

Portanto, o comprimento de ancoragem é:

$$lb = \frac{2,5}{4} * \frac{50}{1,15 * 0,36}$$

$$lb = 75,20 \text{ cm}$$

Com isso, determina-se um comprimento de ancoragem mínimo.

$$l_{bmín} \geq \begin{cases} I = 0,3lb = 22,6 \text{ cm} \\ II = 10\phi = 25 \text{ cm} \\ III = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Portanto o $l_{bmín} = 25 \text{ cm}$.

Para os cálculos de lb_{nec} , adota-se:

- $\alpha = 1$ (*barra sem gancho*)
- $lb = 75,20 \text{ cm}$

Dessa forma, determina-se o comprimento de ancoragem positiva necessário por meio da Equação.

1.15.3. Armadura de pele

$$Aspele = 0,10\% * bw * h$$

$$Aspele = \frac{0,10}{100} * 50 * 235$$

$$Aspele = 11,75 \text{ cm}^2$$

$$Aspele = 0,10\% * bw * h$$

$$Aspele = \frac{0,10}{100} * 120 * 235$$

$$Aspele = 28,2 \text{ cm}^2$$

1.16. Cálculo da transversina de vão

Como determinado anteriormente, tem-se que as dimensões da transversina é de 20x165 cm. Com isso, seu peso é determinado por:

$$g1 = bt * ht * \gamma c$$

$$g1 = 0,2 * 1,65 * 25 = 8,25 \text{ kN/m}$$

Além disso, tem-se que o carregamento da laje (peso próprio + pavimento) é:

$$g = 5,2 + 8,17 = 13,37 \text{ kN/m}^2$$

$$g2 = 8,03 * 5,8 = 46,57 \text{ kN/m}$$

Portanto, o peso próprio total é:

$$gt = g1 + 2 * g2$$

$$gt = 8,25 + 2 * 46,57 = 101,39 \text{ kN/m}$$

Diante disso, considerando como bi apoiada tem-se que as reações de apoio e o momento causados pelo peso próprio da transversina são:

$$Q0 = R0 = 5,8 * \frac{101,39}{2} = 294,05 \text{ kN}$$

$$M1 = 101,39 * \frac{5,8^2}{8} = 426,34 \text{ kNm}$$

Com isso, faz-se uma combinação dos momentos causados pelo peso próprio e carregamento móvel. Contudo, a favor da segurança não será adicionado a parcela de carregamento móvel na transversina. Dessa forma, tem-se que:

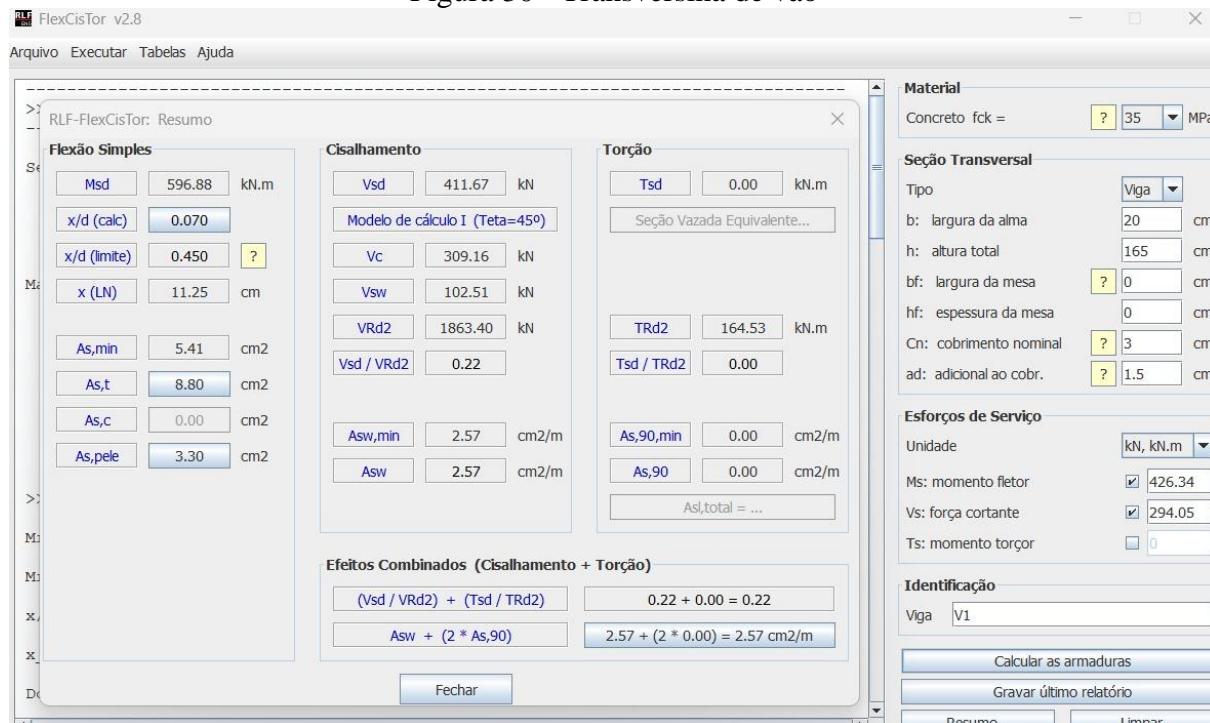
$$Md = 1,4 * M1$$

$$Md = 1,4 * 426,34 = 596,88 \text{ kNm}$$

Dados da seção retangular utilizada:

- $bt = 20 \text{ cm}$
- $ht = 165 \text{ cm}$
- Concreto $fck = 35 \text{ MPa}$

Figura 30 - Transversina de vão



Portanto, serão necessárias 5 barras de $\phi 16 \text{ mm}$ e estribos $\phi 5 \text{ mm}$ a cada 15 cm.

Além disso, para determinar uma área de aço negativa, a favor da segurança no momento da execução do projeto, tem-se que o momento máximo negativo com sua reação de apoio são:

Figura 31 - Momento máximo negativo na transversina de vão

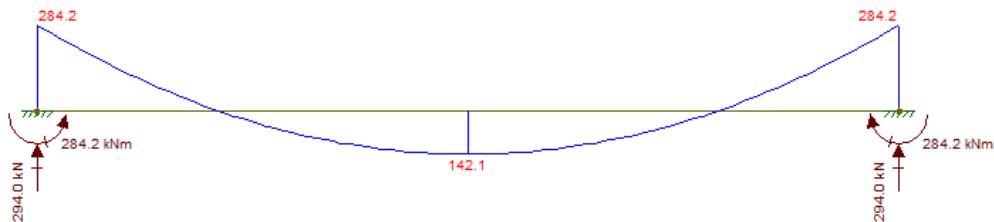


Figura 32 - Armadura negativa transversina de vão

Portanto, serão consideradas 3 barras de $\phi 16$ mm para armadura negativa na transversina de vão.

1.17. Cálculo da transversina de apoio

Como determinado anteriormente, tem-se que as dimensões da transversina é de 20x150 cm. Com isso, seu peso é determinado por:

$$g1 = bt * ht * \gamma_c$$

$$g1 = 0,2 * 1,65 * 25 = 8,25 \text{ kN/m}$$

Além disso, tem-se que o carregamento da laje (peso próprio + pavimento) é:

$$g = 5,2 + 8,17 = 13,37 \text{ kN/m}^2$$

$$g2 = 8,03 * 5,1 = 40,95 \text{ kN/m}$$

Portanto, o peso próprio total é:

$$gt = g1 + 2 * g2$$

$$gt = 8,25 + 2 * 40,95 = 90,15 \text{ kN/m}$$

Diante disso, tem-se que as reações de apoio e o momento causados pelo peso próprio da transversina é:

$$Q0 = R0 = 5,1 * \frac{90,15}{2} = 229,89 \text{ kN}$$

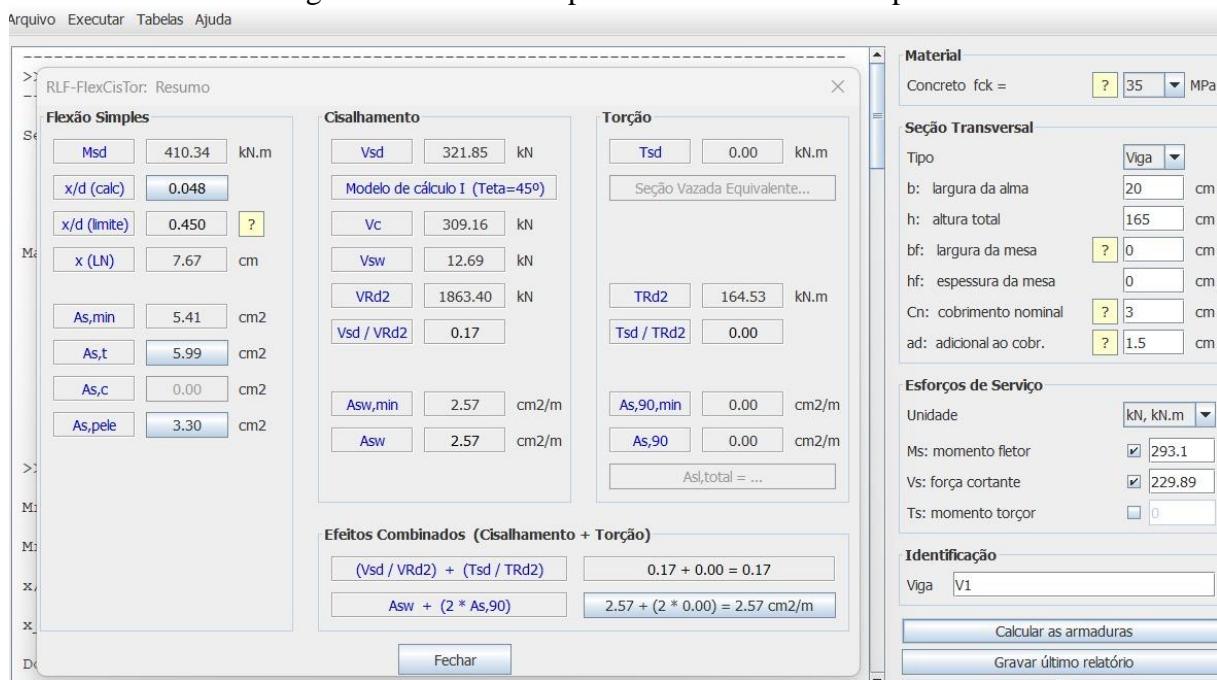
$$M1 = 90,15 * \frac{5,1^2}{8} = 293,10 \text{ kNm}$$

Com isso, faz-se uma combinação dos momentos causados pelo peso próprio e carregamento móvel. Contudo, a favor da segurança não será adicionado a parcela de carregamento móvel na transversina. Dessa forma, tem-se que:

$$Md = 1,4 * M1$$

$$Md = 1,4 * 293,1 = 410,34 \text{ kN}$$

Figura 33 - Armadura positiva transversina de apoio



Portanto, serão consideradas 3 barras de $\phi 16$ mm para armadura positiva na transversina de apoio e estribo $\phi 5$ mm a cada 15cm.

Além disso, para determinar uma área de aço negativa, a favor da segurança no momento da execução do projeto, tem-se que o momento máximo negativo com sua reação de apoio são:

Figura 34 - Momento máximo negativo na transversina de apoio

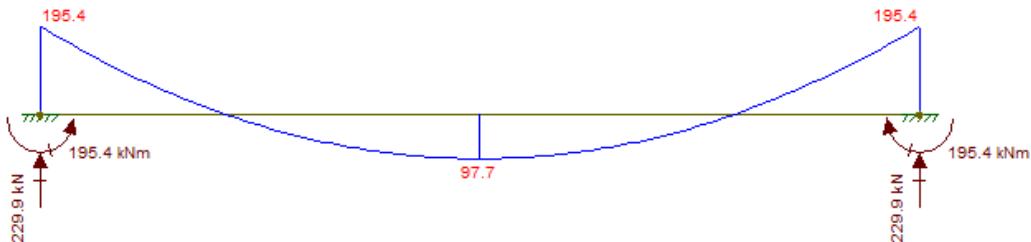
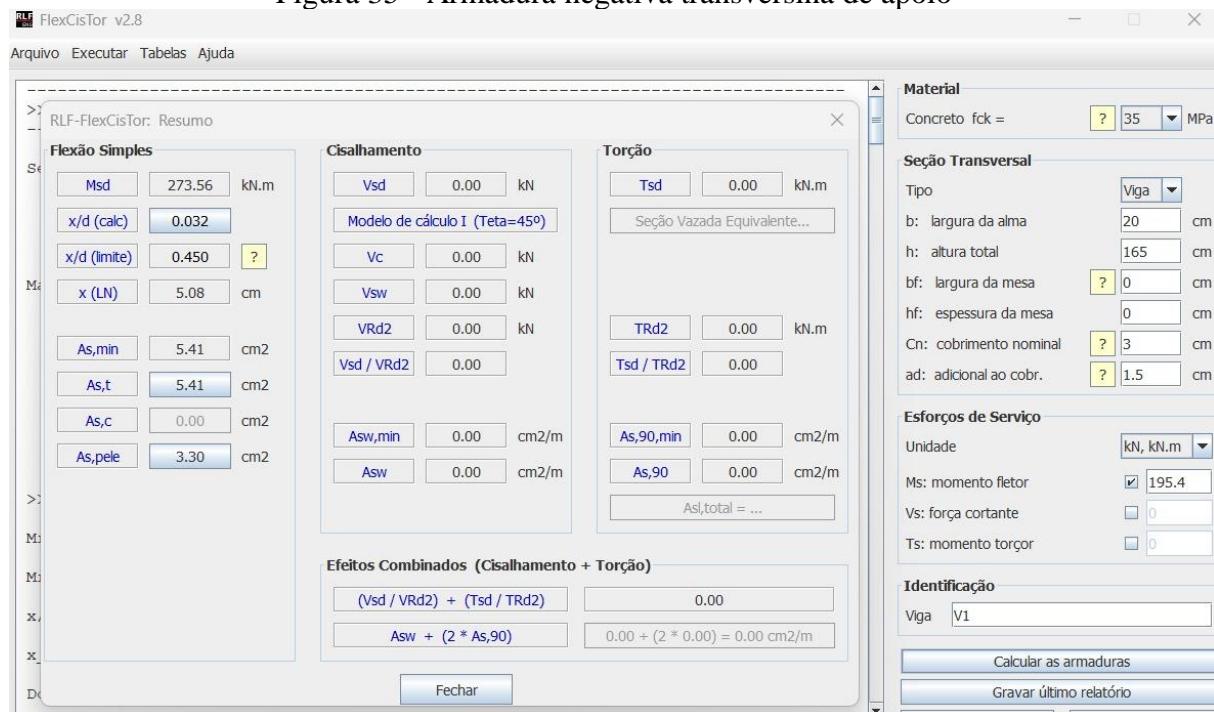


Figura 35 - Armadura negativa transversina de apoio



Portanto, serão consideradas 3 barras de $\phi 16$ mm para armadura negativa na transversina de apoio.

1.18. Reações de apoio devido à carga móvel na longarina

Para a determinação das reações de apoio devido a carga móvel na longarina, faz-se a linha de influência conforme apresentado anteriormente. Dessa forma, tem-se a seguinte Tabela 26 que apresenta o resumo das reações de apoio

Tabela 12 - Reações de apoio

Apoio	$R0^+$	$R0^-$	Rg
0	1889	-167,60	1679,9
1	2492,6	-290	2874,5
2	2492,6	-290	2874,5
3	1889	-167,60	1679,9

Portanto, temos que as reações máximas e mínimas para cada apoio é dada pela seguinte Tabela 27.

Tabela 13 - Resumo reações de apoio máximos e mínimos

Apoio	$R0^+$	$R0^-$	Rg	Rmáx	Rmín
0	1889	-167,60	1679,9	3568,90	1512,3
1	2492,6	-290	2874,5	5367,1	2584,5
2	2492,6	-290	2874,5	5367,1	2584,5
3	1889	-167,60	1679,9	3568,90	1512,3

2. MESOESTRUTURA

2.1. Frenagem e aceleração

Os esforços longitudinais de frenagem e aceleração obedecem à fórmula fundamental da dinâmica, sendo as Equações 50 e 51. Com isso, será considerado para os cálculos o maior valor entre eles.

$$F_{frenagem} = 30\% * Q_{veículo} \quad (50)$$

$$F_{frenagem} = 0,3 * 450 = 135 \text{ kN}$$

$$F_{aceleração} = 5\% * Q_{multidão} \quad (51)$$

Onde,

$$Q_{multidão} = q * L_{long(total)} * L_{pista(trans)}$$

$$Q_{multidão} = 5 * 80 * (10,8 - 2 * 0,4) = 4000 \text{ kN}$$

Portanto,

$$F_{aceleração} = 0,05 * 4000 = 200 \text{ kN}$$

A carga do vento sobre a ponte, considerada agindo horizontalmente em direção normal ao seu eixo, é representada por uma pressão horizontal média, dada para:

- Ponte descarregada: 1,5 kN/m²
- Ponte carregada: 1,0 kN/m²
- Pedestre: 0,7 kN/m²

2.1.1. Ponte descarregada

$$F_{vento(tr)} = A_{obs(tr)} * 1,5 \quad (52)$$

Onde,

$$A_{obs(tr)} = (hviga + hgr) * L_{total}$$

$$A_{obs(tr)} = (2,35 + 0,86) * 80$$

$$A_{obs(tr)} = 256,80 \text{ m}^2$$

Dessa forma, tem-se que a carga do vento para a ponte descarregada é.

$$F_{vento(tr)} = 256,80 * 1,5$$

$$F_{vento(tr)} = 385,20 \text{ kN}$$

2.1.2. Ponte carregada

Para a ponte carregada, deve-se seguir a seguinte premissa determinada pela normativa.

- Altura do trem-tipo: 2 metros.

Dessa forma, tem-se que:

$$A_{obs(tr)} = (hviga + hpav + hvei) * L_{total}$$

$$A_{obs(tr)} = \left(2,35 + \left(\frac{0,10 + 0,25}{2} \right) + 2 \right) * 80$$

$$Abos(tr) = 362 \text{ m}^2$$

Portanto, tem-se que a carga do vento para a ponte carregada é:

$$Fvento(tr) = 362 * 1,0$$

$$Fvento(tr) = 362 \text{ kN}$$

Portanto, a força do vento considerada é de 385,20 kN.

2.2. Força do vento no sentido longitudinal

Para pontes com lajes e vigas com até 38 metros de vão, a norma AASHTO permite a simplificação do cálculo das solicitações de vento, seguindo as seguintes premissas.

- Componente transversal = total (100%);
- Componente longitudinal – 25% do vento na superestrutura e 40% na carga móvel.

2.3.1. Ponte descarregada

$$Fvl = 25\% * Fvt$$

$$Fvl = 0,25 * 385,20$$

$$Fvl = 96,30 \text{ kN}$$

2.3.2. Ponte carregada

- Para carga móvel

$$Fvl(móvel) = 0,4 * 2 * 80 * 1$$

$$Fvl(móvel) = 64 \text{ kN}$$

- Para superestrutura

$$Fvl(super) = 0,25 * (2,35 + 0,18) * 80 * 1$$

$$Fvl(super) = 50 \text{ kN}$$

Com isso, a força do vento longitudinal para a ponte carregada é:

$$Fvl(total) = 64 + 50$$

$$Fvl(\text{total}) = 114,50 \text{ kN}$$

Portanto, a força de vento longitudinal a ser considerada é de 114,50 kN.

2.3. Cargas na mesoestrutura

Tem-se os seguintes dados para o cálculo das cargas na mesoestrutura:

- Frenagem e aceleração = 200 kN;
- Carga de vento horizontal = 385,20 kN;
- Carga de vento longitudinal = 130,61 kN

2.3.3. Empuxo de terra

Para o empuxo de terra tem-se a Equação.

$$Fedt = \frac{\gamma * Ka * hv^2}{2} * Ltrans \quad (53)$$

$$Fedt = \frac{18 * 2,35^2}{3 * 2} * 10,80$$

$$Fedt = 178,93 \text{ kN}$$

2.3.4. Sobrecarga no aterro de acesso

Para a sobrecarga no aterro de acesso, deve-se considerar duas situações, uma que apenas atua a carga de multidão e outra com veículo e multidão.

- Para situação 1 (apenas carga de multidão)

$$ESCA = ka * q * hv * Ltrans$$

$$ESCA = \frac{1}{3} * 5 * 2,35 * 10,80$$

$$ESCA = 42,30 \text{ kN}$$

- Para situação 2 (veículo + multidão)

$$q = \frac{q1 * 3 + q2 * (Ltrans - 3)}{Ltr}$$

Onde,

$$q_1 = 450/3,6 = 25 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 5 \text{ kN/m}^2$$

Dessa forma, tem-se que:

$$q = \frac{25 * 3 + 5 * (10,80 - 3)}{10,80}$$

$$q = 10,56 \text{ kN/m}^2$$

Portanto,

$$ESCA = \frac{1}{3} * 10,56 * 2,35 * 10,80$$

$$ESCA = 89,30 \text{ kN}$$

2.4. Forças na superestrutura em situação de tráfego

2.4.1. Longitudinal

- Aceleração = 200 kN;
- Vento = 130,61 kN;
- Sobrecarga no aterro = 89,30 kN.

Com isso, faz-se um somatório das cargas para a definição das forças na longitudinal.

$$\Sigma = 403,80 \text{ kN}$$

2.4.2. Transversal

- Vento = 385,20 kN

2.5. Forças na superestrutura na execução

2.5.1. Longitudinal

- Vento com a ponte descarregada = 96,30 kN;
- Empuxo diferencial = 178,93 kN;
- Sobrecarga no aterro = 89,30 kN.

Com isso, faz-se um somatório das cargas para a definição das forças na longitudinal.

$$\Sigma = 364,53 \text{ kN}$$

2.5.2. Transversal

- Vento = 385,20 kN

2.6. Cálculo dos aparelhos de apoio

Como apoio será utilizado Neoprene Fretado com 4 lâminas de 4 mm, de dimensões 50x60 cm, conforme Tabela 3 em Manual BS EM 1337-3.

Com isso, tem-se que a área do Neoprene é dada pela Equação.

$$\begin{aligned} AN &= (a - 0,005) * (b - 0,005) \\ AN &= (0,8 - 0,005) * (0,8 - 0,005) \\ AN &= 0,63 \text{ m}^2 \end{aligned} \tag{54}$$

Além disso, calcula-se a rigidez do Neoprene (KN), dada pela Equação abaixo, e a inércia do pilar (Ip), Equação 56.

$$\begin{aligned} KN &= \frac{G * AN}{n * hn} \\ KN &= \frac{1 * 10^3 * 0,63}{4 * 0,018} \\ KN &= 8778,13 \text{ kN/m} \end{aligned} \tag{55}$$

Onde, G é o módulo de elasticidade transversal do Neoprene.

Com isso, calcula-se a Inércia do pilar, dada pela Equação 56.

$$\begin{aligned} Ip &= \frac{\pi * \emptyset P^4}{64} \\ Ip &= \frac{\pi * 1,2^4}{64} \end{aligned} \tag{56}$$

$$Ip = 0,1 \text{ } m^4$$

Dessa forma, calcula-se a rigidez do pilar (K_p), dada pela Equação abaixo.

$$K_p = \frac{3 * \varepsilon * Ip}{Lp^3} \quad (57)$$

$$K_{p0-3} = \frac{3 * 2,6 * 10^4 * 10^3 * 0,1}{2,4^3}$$

$$K_{p0-3} = 584541,47 \text{ } kN/m$$

$$K_{p1} = \frac{3 * 2,6 * 10^4 * 10^3 * 0,1}{13,16^3}$$

$$K_{p1} = 3545,53 \text{ } kN/m$$

$$K_{p2} = \frac{3 * 2,6 * 10^4 * 10^3 * 0,1}{11,13^3}$$

$$K_{p2} = 5860,88 \text{ } kN/m$$

Com isso, faz-se a redução da rigidez do pilar, a fim de evitar que os esforços se concentrem em grande escala no pilar, por meio da Equação.

$$Kpn = \frac{KN * Kp}{KN + Kp} \quad (58)$$

$$K_{pn0-3} = 8648,25 \text{ } kN/m$$

$$K_{pn1} = 2525,47 \text{ } kN/m$$

$$K_{pn2} = 3514,41 \text{ } kN/m$$

Adotando os dois eixos iguais, onde $HL = 403,80 \text{ } kN$, tem-se a Equação abaixo:

$$Hli = \frac{Kpn * HL}{Kest} \quad (59)$$

Dessa forma, para os dois apoios tem-se a seguinte Tabela 28.

Tabela 14 - Resultado das forças na longitudinal

Eixo	Ki (kN/m)	HLi (kN)
0	8648,25	149,64
1	2525,47	43,69
2	3514,41	60,81
3	8648,25	149,64
	$\Sigma = 23336,40$	$\Sigma = 403,80$

2.7. Distribuição das forças transversais na mesoestrutura

Para as forças transversais, utiliza-se do mesmo cálculo de rigidez para as forças longitudinais. Portanto, segue a Tabela 29 como resumo para $Ht = 385,20 \text{ kN}$.

Eixo	Ki	ki	xi	kixi	kixi ²	$\bar{x}i$	H_{Ti}
0	8648,25	0,370	5	1,85	9,26	-35,59	145,89
1	2525,47	0,108	26	2,81	73,15	-14,59	42,06
2	3514,41	0,150	54	8,13	439,14	13,40	57,52
3	8648,25	0,370	75	27,79	2084,57	34,40	139,71
$\Sigma =$	$23336,40$	1	$\Sigma =$	40,59	2608,053	$\Sigma =$	385,2

As forças transversais são aplicadas no centro de gravidade da ponte, sendo, neste caso, o centro geométrico. Para isso, tem-se que a rigidez relativa é dada pela Equação.

$$ki = \frac{Ki}{\Sigma Kj} \quad (60)$$

Onde, $\Sigma Kj = 23336,40 \text{ kN/m}$.

Dessa forma, pela Lei Construtiva, tem-se que a força horizontal do eixo é dada pela Equação.

$$Hti = ki * Ht * \frac{e * \bar{x}_i}{\sum(ki * xi^2) - xg^2} \quad (61)$$

Onde,

- $e = 40 - xg = -0,59m$;
- $xg = \sum ki * xi = 40,59m$;
- $\sum(kixi^2) - xg^2 = 958,23m^2$

Com isso, tem-se que:

$$Hti = ki * Ht$$

2.8. Forças devido as deformações internas

Para cálculo, supõe-se que as variações de temperatura ocorram de modo uniforme. Dessa forma, segundo a NBR 6118 tem-se as seguintes premissas:

- Retração: $\varepsilon_r = 15 * 10^{-5}$
- $\varepsilon_{temp} = 15 * 10^{-5}$
- $\varepsilon = -(15 * 10^{-5} + 15 * 10^{-5}) = -30 * 10^{-5}$
- Variação de temperatura: $\Delta T = 15 {}^\circ C$
- $\alpha = 10^{-5} / {}^\circ C$

Com isso, para a variação de temperatura temos a seguinte equação:

$$Htemp = (\varepsilon_r + \varepsilon_t) * \bar{x}_i * Ki \quad (62)$$

Dessa forma, temos a Tabela 29 que representa o resultado das forças internas devido a variação de temperatura.

Tabela 15 - Resultado das forças internas devido a variação de temperatura

Eixo	Ki	\bar{x}_i	Htemp
0	8648,25	-35,59	92,34
1	2525,47	-14,59	11,05
2	3514,41	13,40	-14,13

3	8648,25	34,40	-89,26
		$\Sigma =$	0

Com isso, tem-se os esforços finais nos pilares, apresentado na Tabela 30.

Tabela 16 - Esforços finais nos pilares

		Longitudinal		
Eixo	Transversal	Superestrutura (por eixo)	Deformação interna	Total
0	145,89	149,64	92,34	167,16
1	42,06	43,69	11,05	32,90
2	57,52	60,81	-14,13	16,27
3	139,71	149,64	-89,26	-14,44

2.9. Armadura do pilar

Para o cálculo da armadura transversal do pilar é necessário fazer uma análise no sentido transversal e longitudinal.

Figura 36 - Sentido transversal Eixo 0

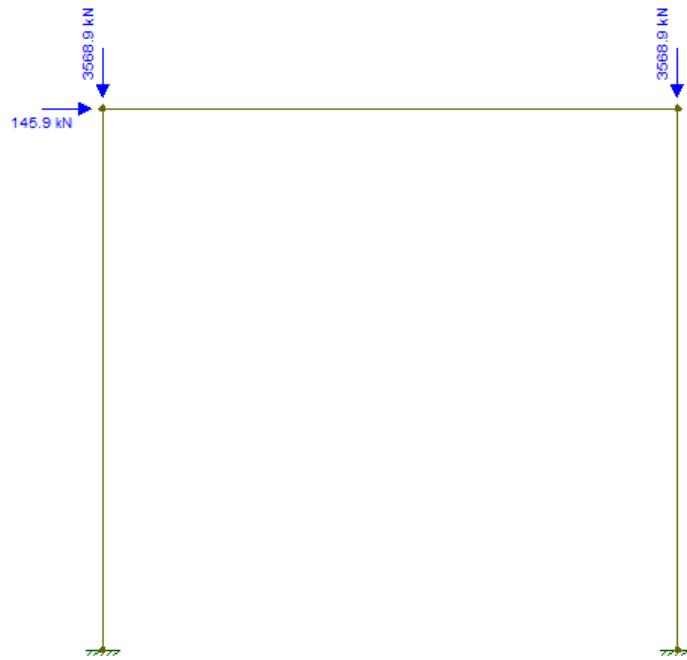


Figura 37 - Sentido transversal Eixo 1

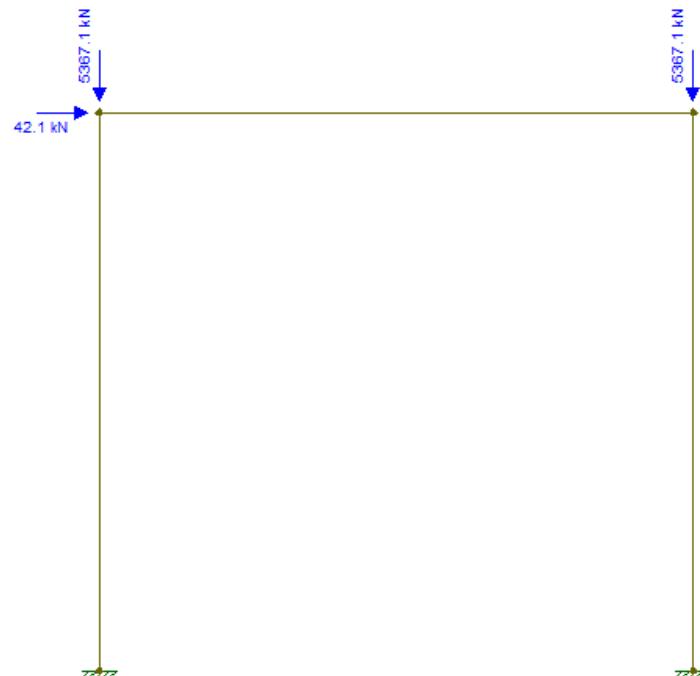


Figura 38 - Sentido transversal Eixo 2

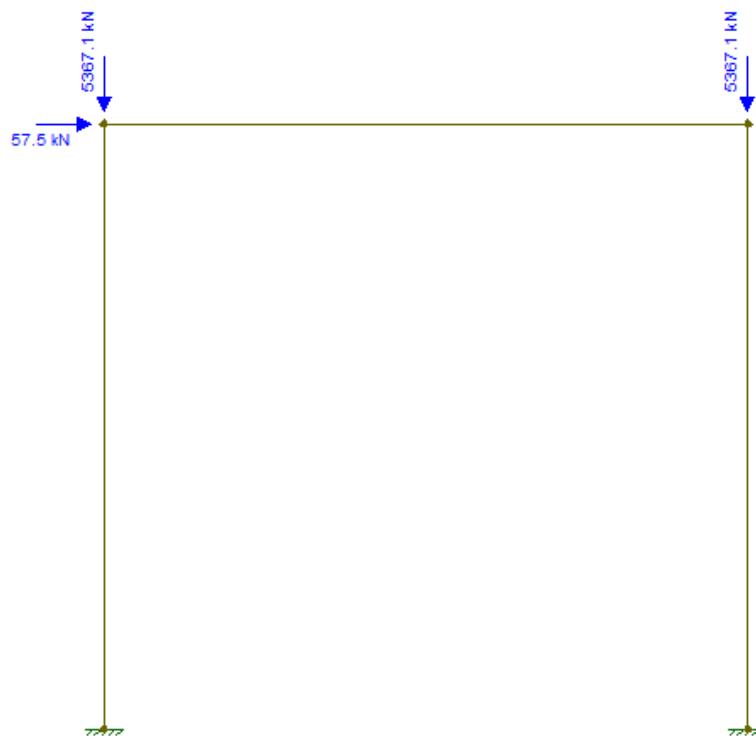
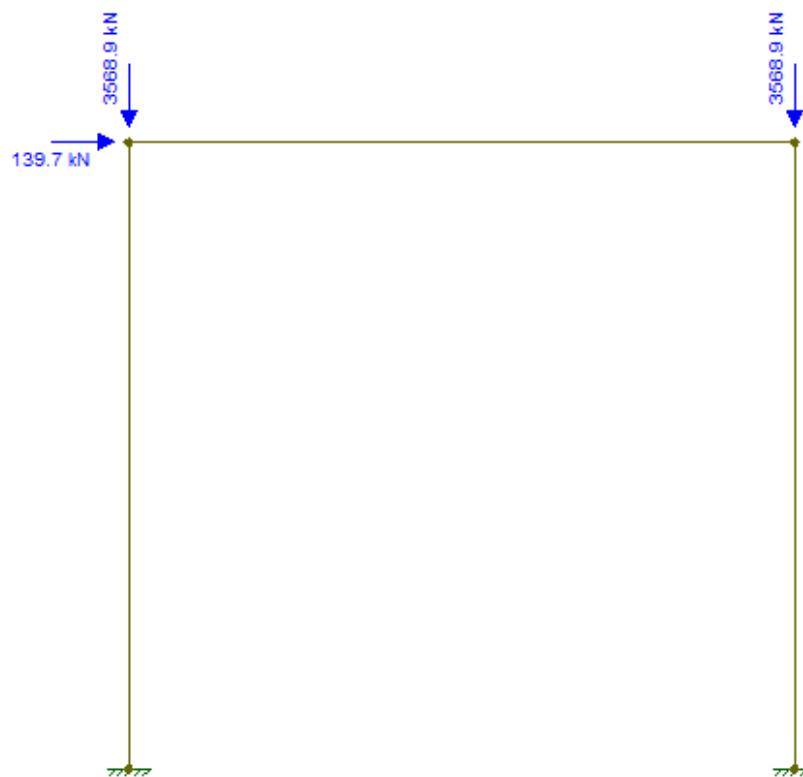


Figura 39 - Sentido transversal Eixo 3



Com o auxílio do Ftool, encontra-se os momentos máximos e as reações de apoio para essa seção.

Figura 40 - Momentos máximos e reações de apoio na transversal eixo 0

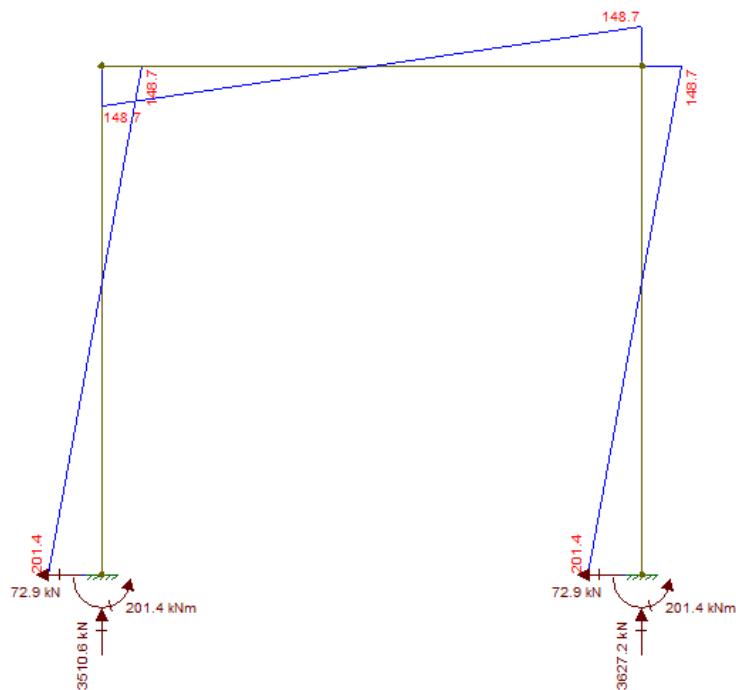


Figura 41 - Momentos máximos e reações de apoio na transversal eixo 1

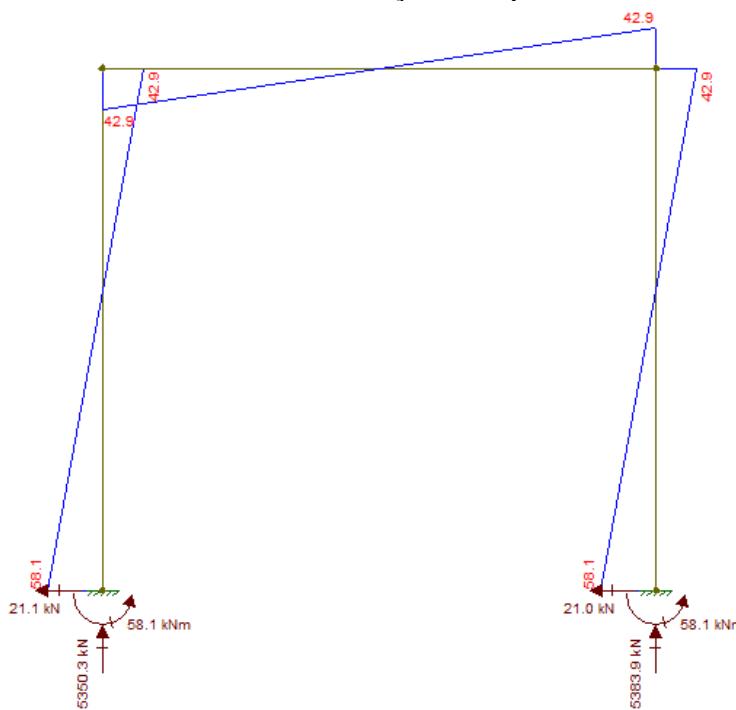


Figura 42 - Momentos máximos e reações de apoio na transversal eixo 2

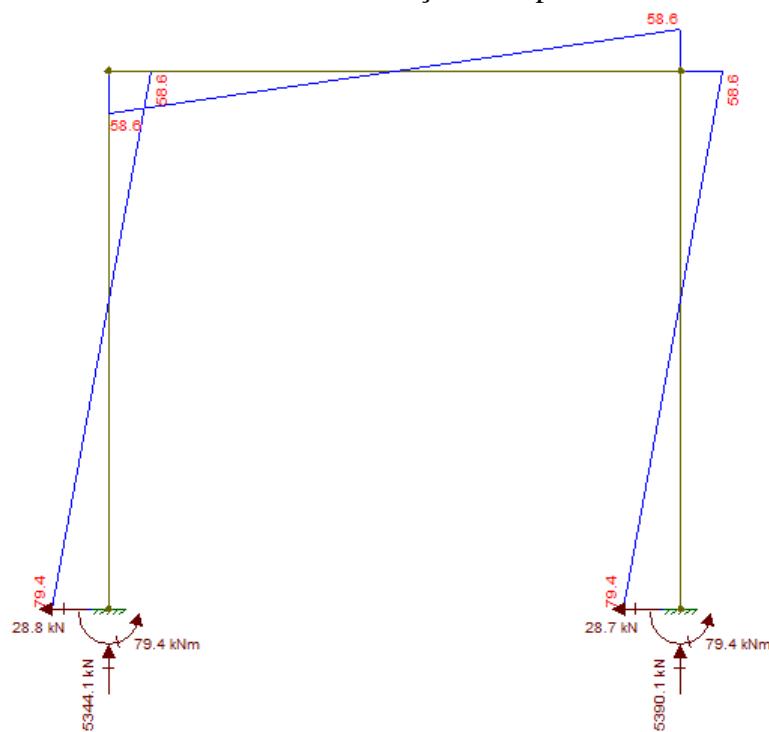


Figura 43 - Momentos máximos e reações de apoio na transversal eixo 3

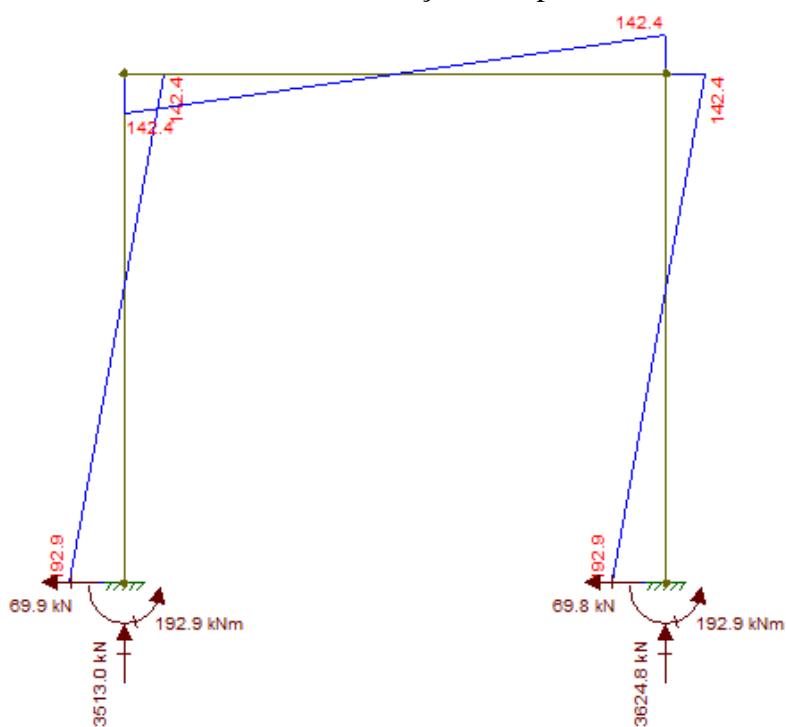
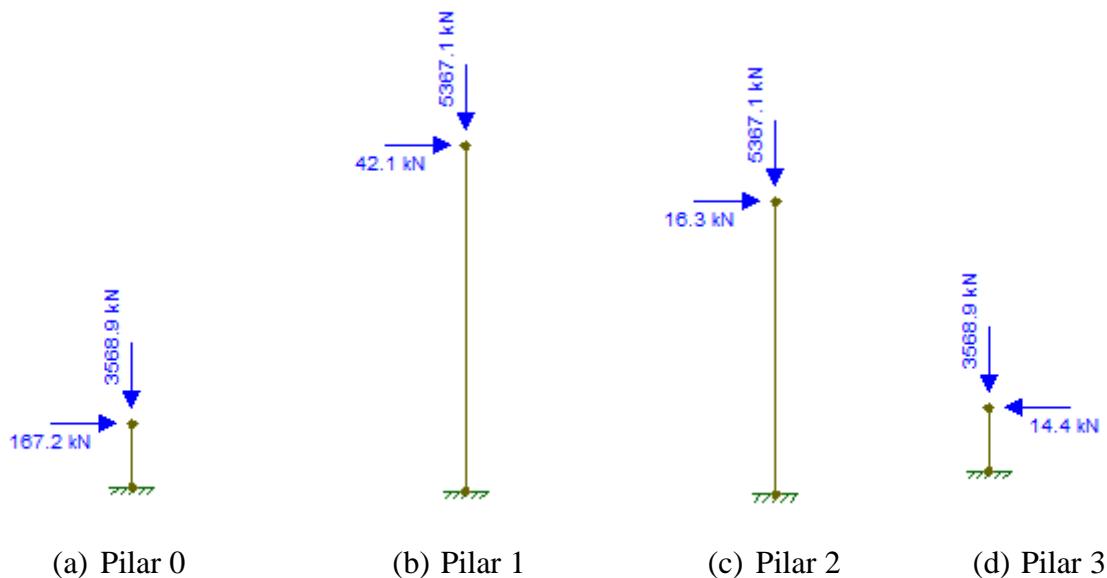


Figura 44 - Seção longitudinal



Com o auxílio do Ftool, encontra-se os momentos máximos e as reações de apoio para essa seção, representada na Figura 53.

Figura 45 - Momentos máximos e reações de apoio na longitudinal

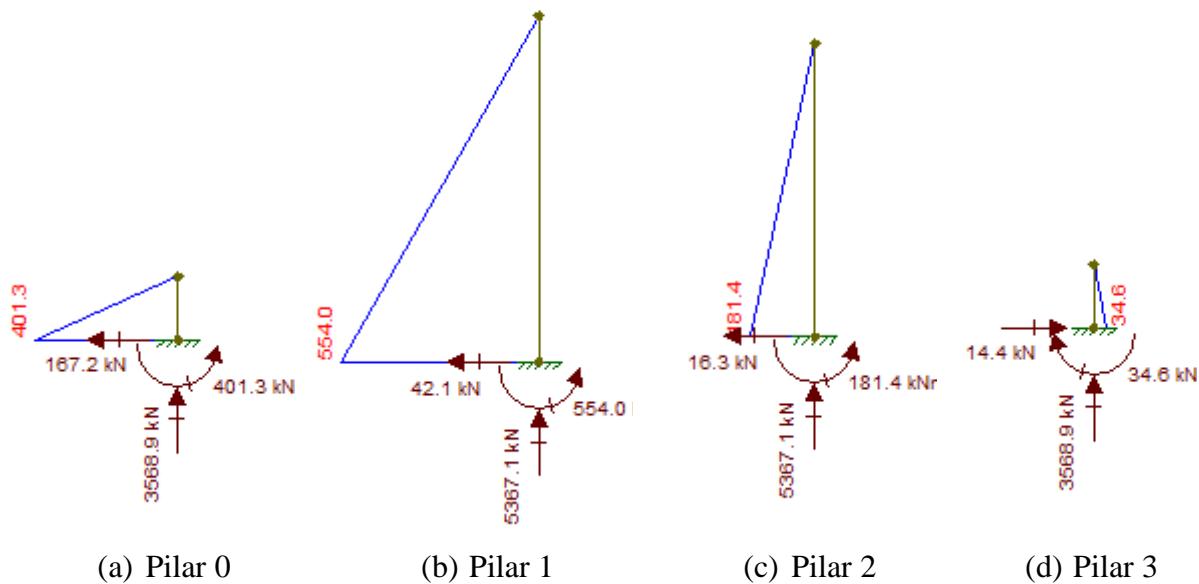


Figura 46 - Resultado pilar biapoiado eixo 0

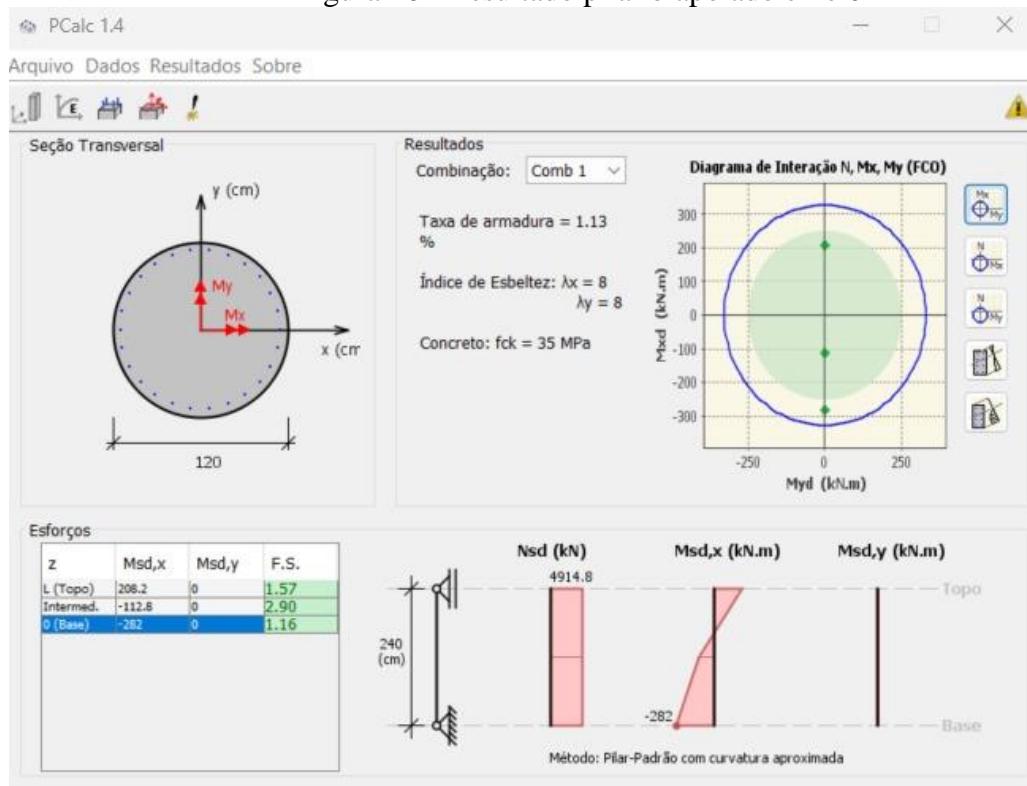


Figura 47 - Resultado pilar biapoiado eixo 1

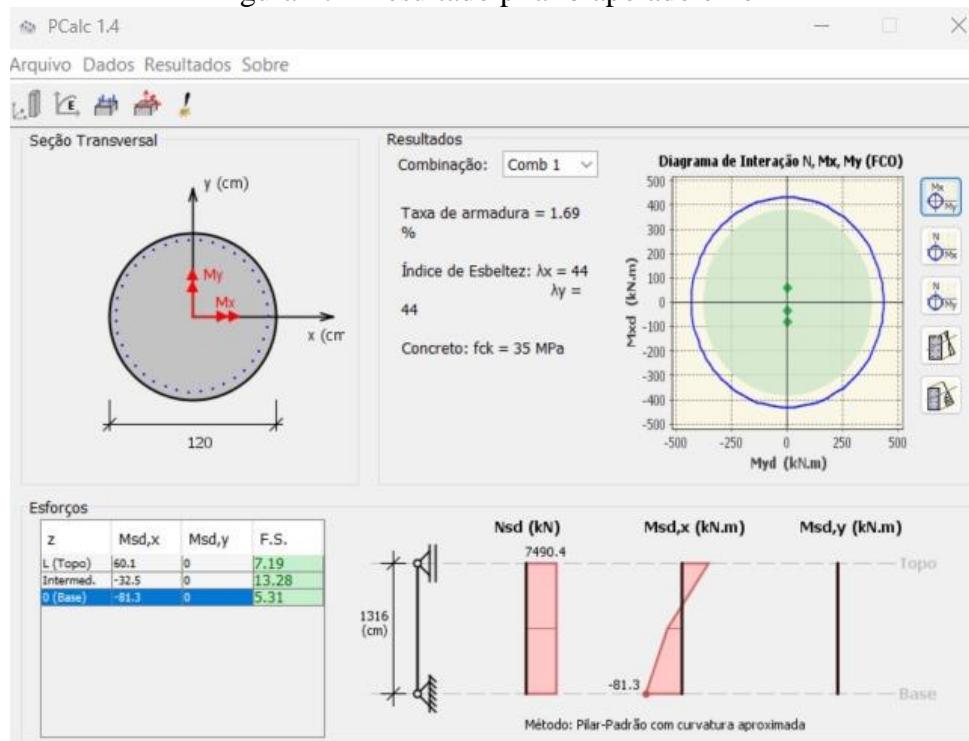


Figura 48 - Resultado pilar biapoiado eixo 2

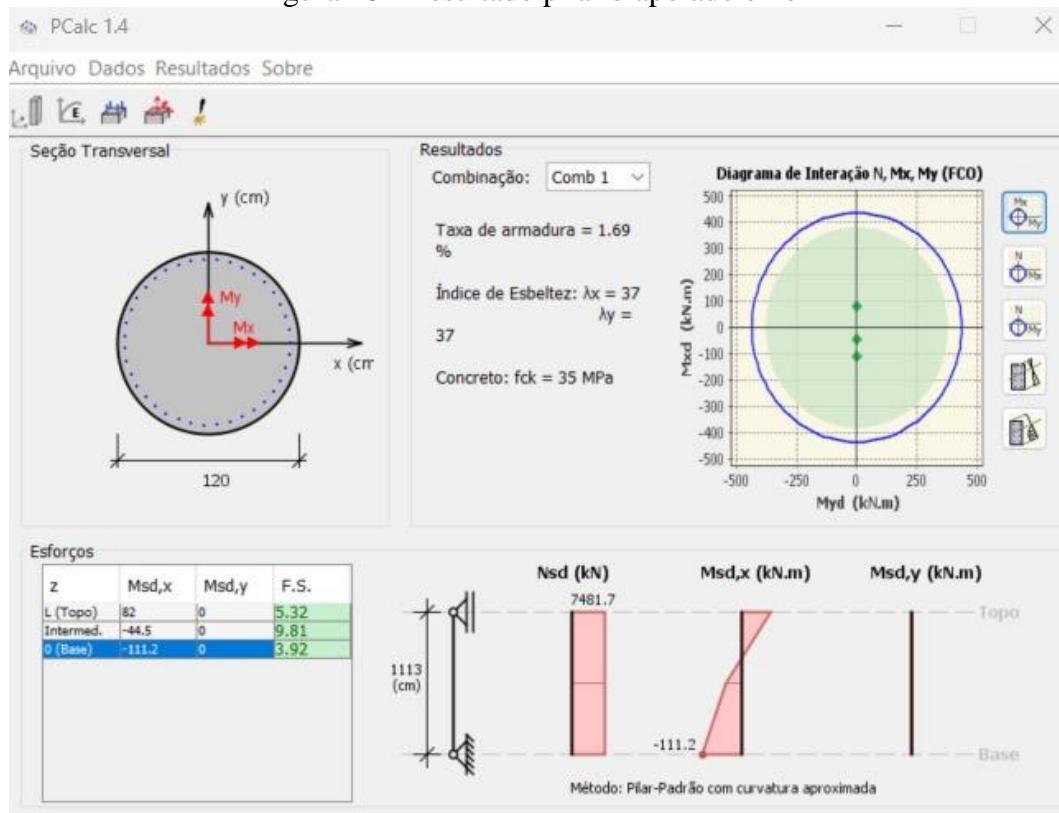


Figura 49 - Resultado pilar biapoiado eixo 3

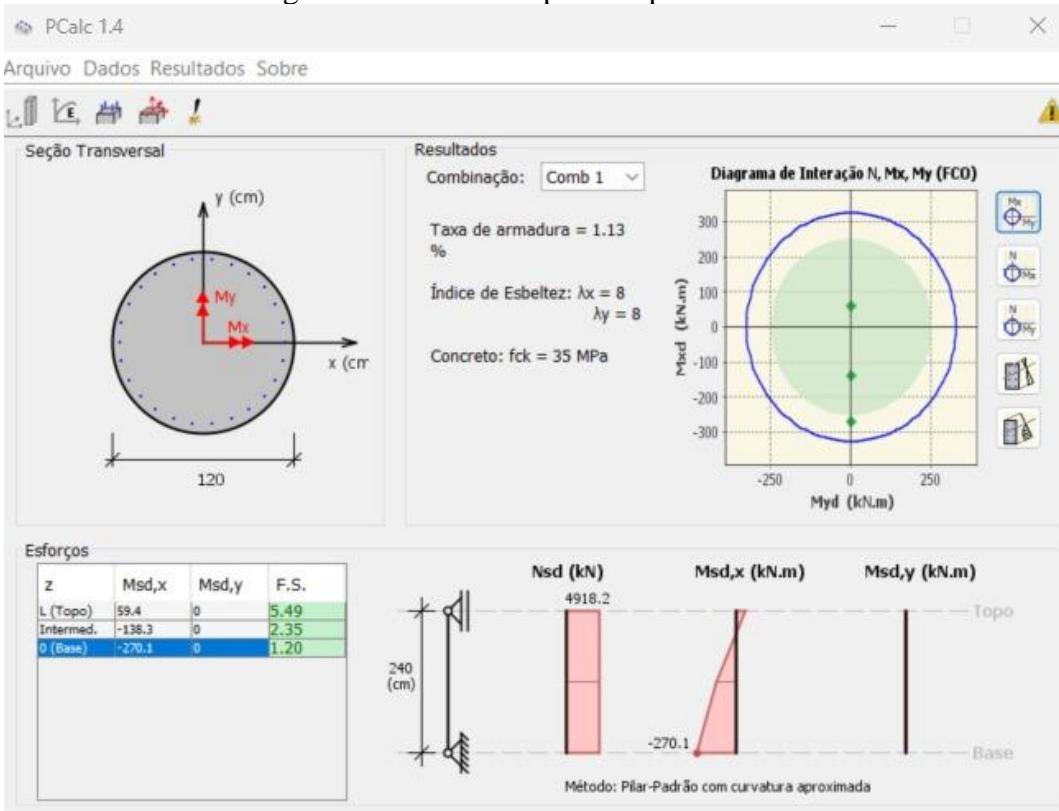


Figura 50 - Resultado pilar engastado eixo 0

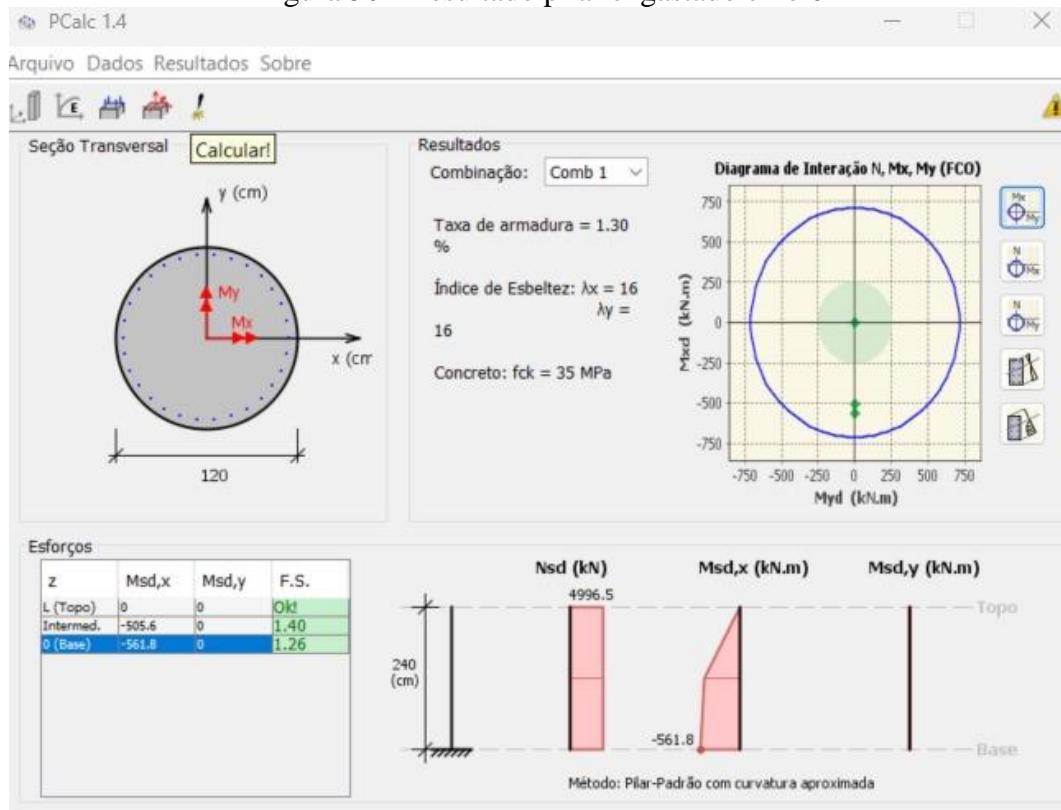


Figura 51 - Resultado pilar engastado eixo 1

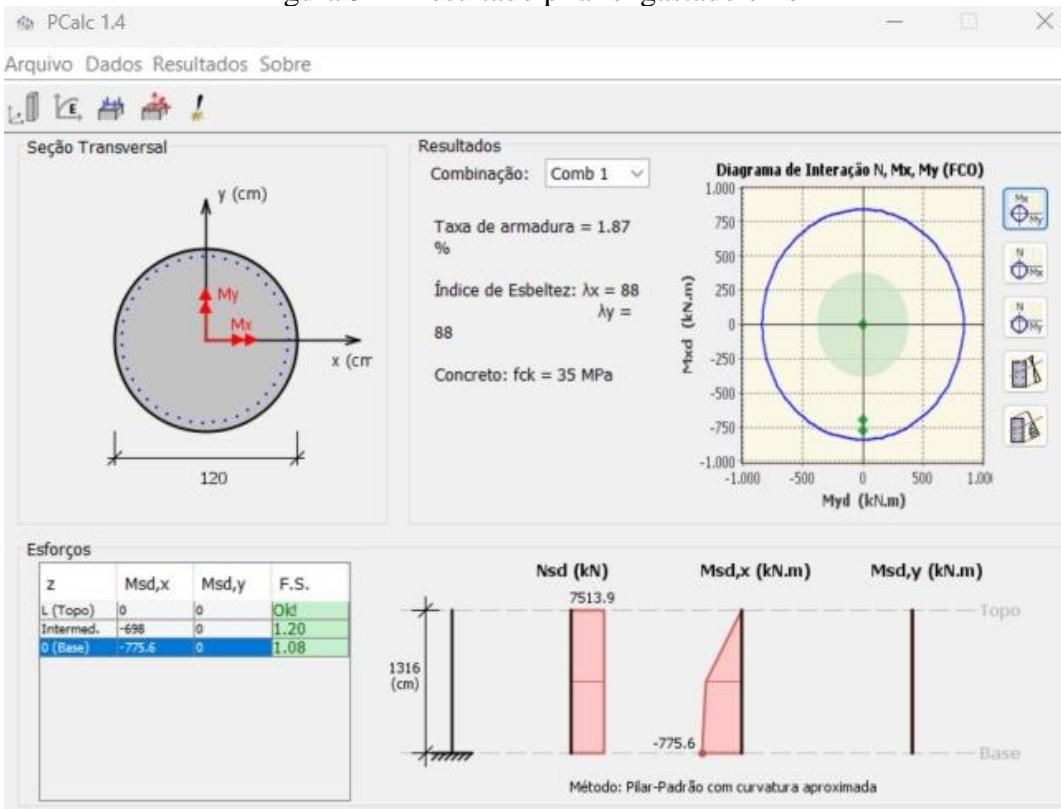


Figura 52 - Resultado pilar engastado eixo 2

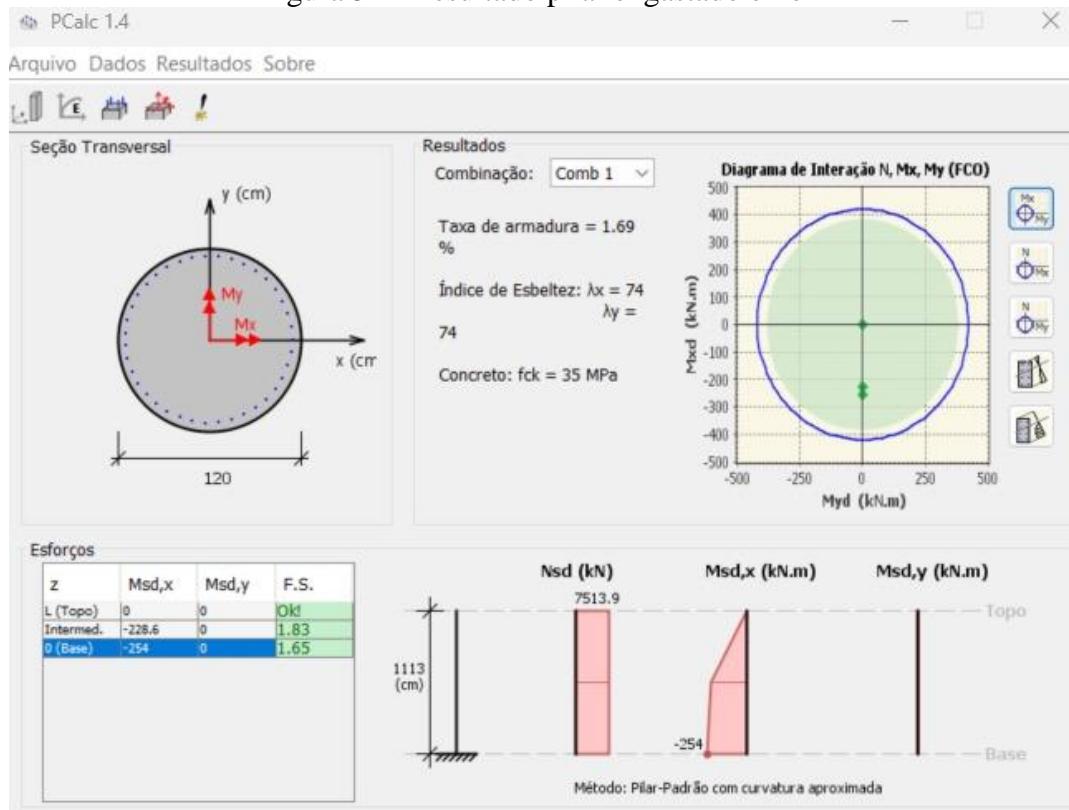
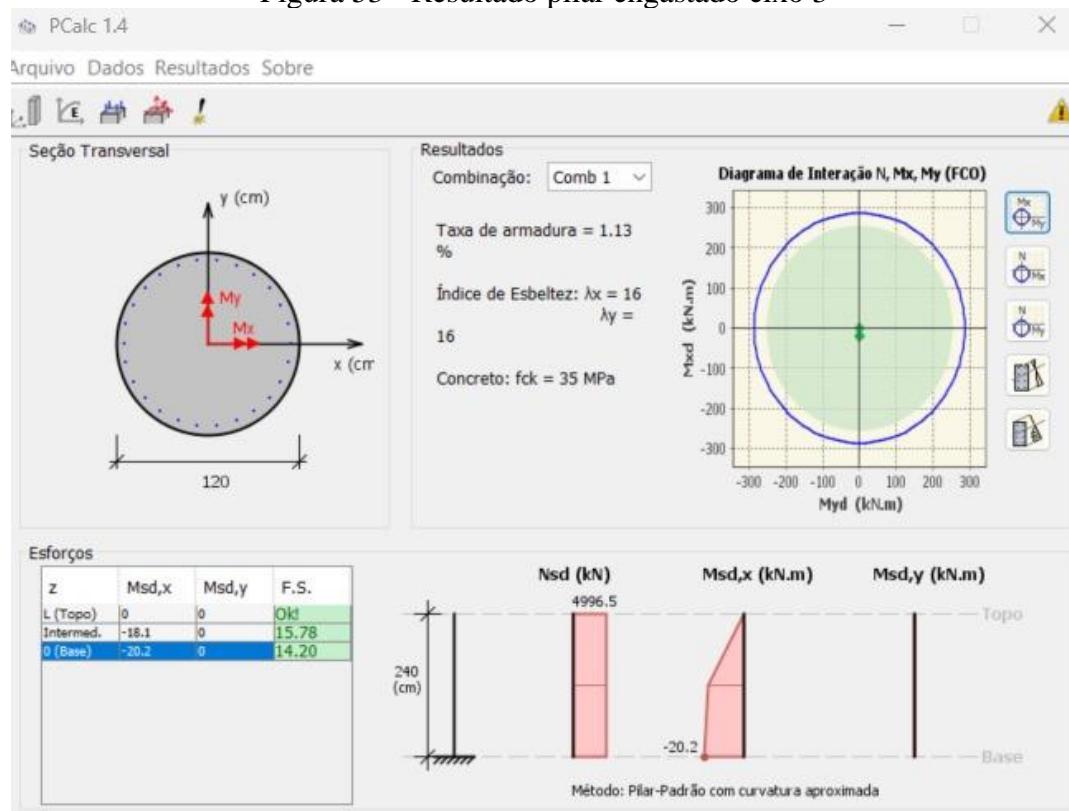


Figura 53 - Resultado pilar engastado eixo 3

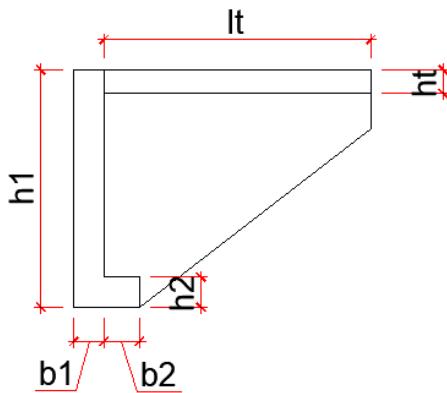


3. CÁLCULO ELEMENTOS DE CABECEIRA

3.1. Cálculo do encontro

3.1.1. Carregamento permanente

Figura 54 - Encontro elemento de cabeceira



$$g1 = [(h1 * b1) + (h2 * b2)] * \gamma_c$$

$$g1 = [(2,35 * 0,25) + (0,25 * 0,3)] * 25 = 16,563 \text{ kN/m}$$

Para o peso próprio da laje de transição tem-se:

$$g2 = ht * lt * \gamma_c$$

$$g2 = 0,25 * 4 * 25 = 25 \text{ kN/m}$$

Além disso, calcula-se a carga permanente proveniente da laje da ponte (peso próprio + pavimento) e da ala, dados pelas equações abaixo:

$$g3 = \left[0,25 * 25 + 24 * 0,05 + \left(\frac{0,05 + 0,20}{2} * 25 \right) \right] * 10,80$$

$$g3 = 10,58 * 10,8 = 114,21 \text{ kN/m}$$

Portanto, o carregamento permanente distribuído total é:

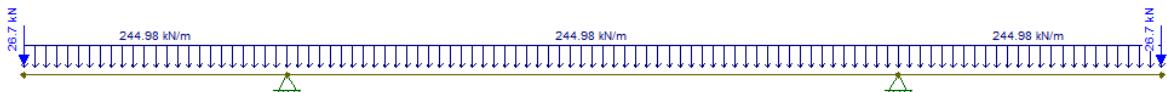
$$g = 16,563 + 25 + 114,21 = 244,983 \text{ kN/m}$$

Ademais, calcula-se o carregamento proveniente da ala lateral, sendo uma carga concentrada nos dois extremos.

$$g4 = \left(\frac{2,35 + 0,5}{2} * 3,00 \right) * 0,25 * 25 = 26,72 \text{ kN}$$

Com isso, tem-se o seguinte carregamento:

Figura 55 - Carregamento permanente para os elementos de encontro



Com o software Ftool retira-se os momentos nos apoios e no meio do vão, bem como as reações de apoio, mostrados na Figura 56.

Figura 56 - Momentos e reações de apoio

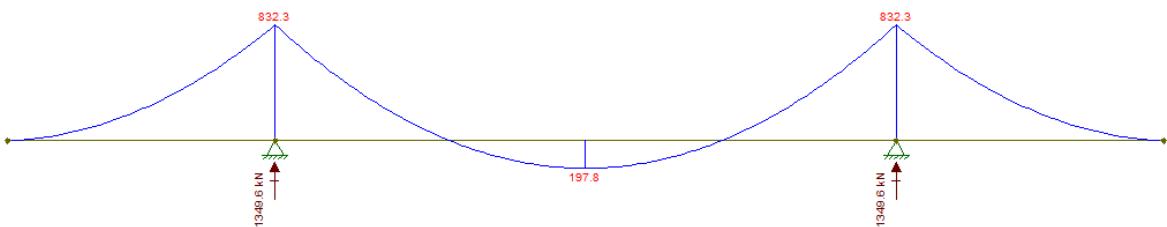
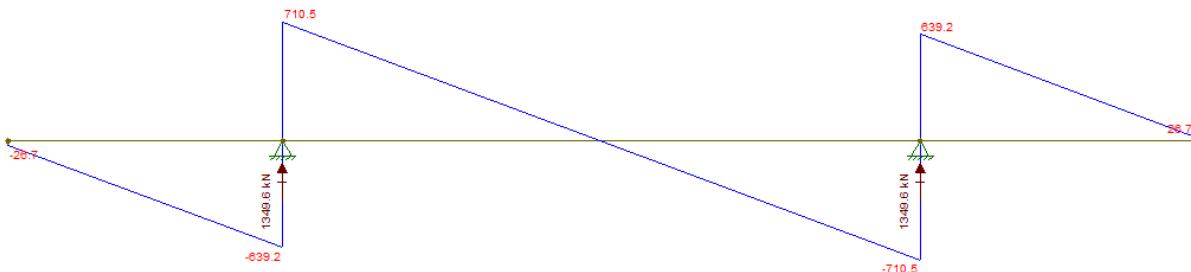


Figura 57 - Cortante máximo e mínimo



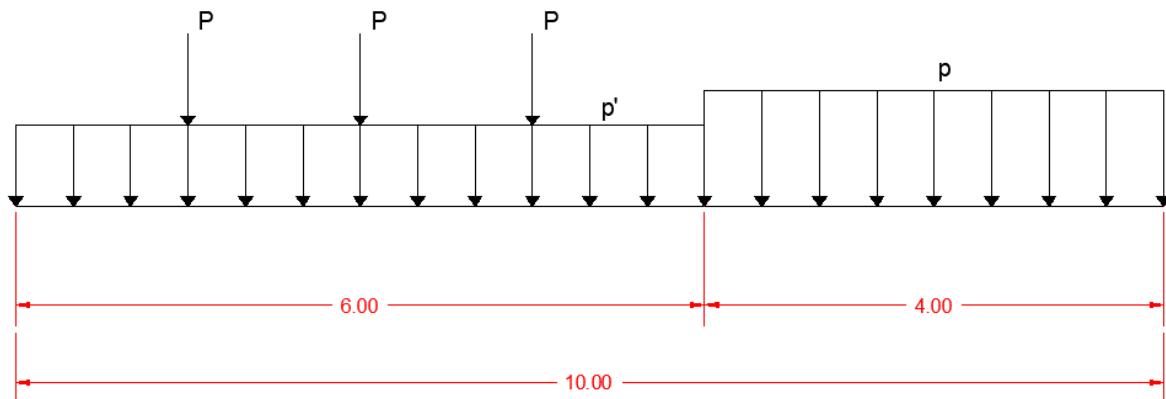
Portanto, tem-se que:

- $M_0 = -832,30 \text{ kNm}$
- $M_1 = 197,80 \text{ kNm}$
- $R_0 = R_1 = 1349,60 \text{ kN}$

3.1.2. Carregamento móvel

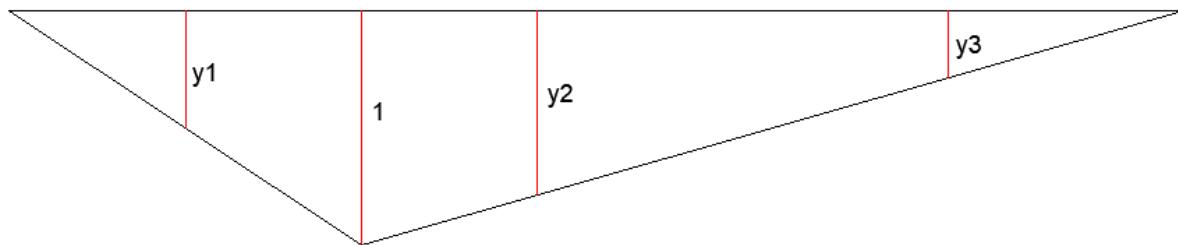
Para a carga móvel tem-se o seguinte carregamento:

Figura 58 - Carregamento móvel para os elementos de encontro



Para isso tem-se a seguinte linha de influência:

Figura 59 - Linha de influência para carregamento móvel



Dessa forma, tem-se que y_1 , y_2 e y_3 são:

$$\frac{1}{3} = \frac{y_1}{1,5}$$

$$y_1 = 0,5$$

$$\frac{1}{7,00} = \frac{y_2}{5,50}$$

$$y_2 = 0,79$$

$$\frac{1}{7,00} = \frac{y_3}{2,00}$$

$$y_3 = 0,29$$

Com isso, sabendo que o coeficiente de impacto $\varphi = 1,688$ tem-se que o carregamento para as rodas, para a multidão na faixa e ao lado do veículo são:

- Para as rodas:

$$P = P * \varphi * (y_1 + 1 + y_2)$$

$$P = 75 * 1,688 * (0,5 + 1 + 0,79) = 289,91 \text{ kN}$$

- Para a multidão na faixa do veículo

$$p = p * \varphi * A$$

$$p = 5 * 1,688 * \left(\frac{4,0 * 0,29}{2} \right) = 2,45 \text{ kN/m}$$

- Para multidão ao lado do veículo

$$p' = p' * \varphi * A$$

$$p' = 5 * 1,688 * \left(\frac{6+4}{2} \right) = 42,20 \text{ kN/m}$$

Com isso, tem-se que os cortantes e momentos máximos de cada seção é:

Figura 60 - Momentos máximos e mínimos para carregamento móvel no encontro

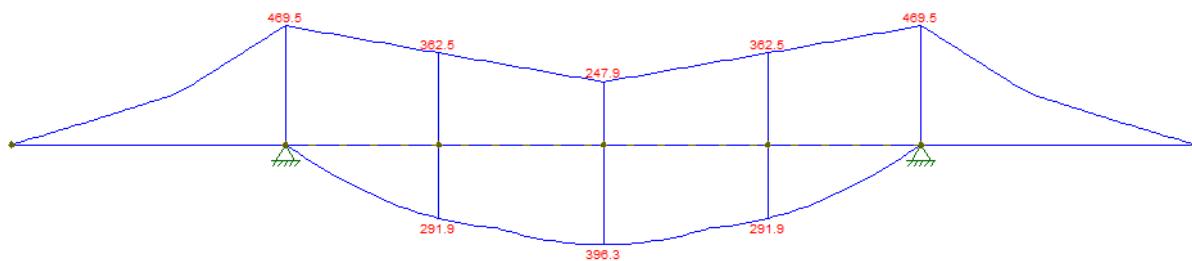
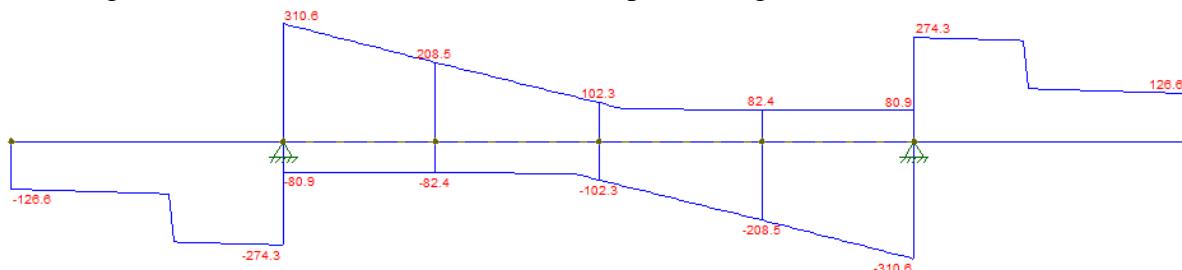


Figura 61 - Cortantes máximos e mínimos para carregamento móvel no encontro



Portanto, tem-se que:

- $V_{máx}(0) = 310,60 \text{ kN}$
- $M_{máx}(0) = -469,50 \text{ kNm}$
- $V_{máx}(1) = 102,30 \text{ kN}$
- $M_{máx}(1) = 396,30 \text{ kNm}$

3.1.3. Fadiga à flexão

Dados da seção retangular utilizada:

- $bw = 25 \text{ cm}$
- $h = 235 \text{ cm}$
- $d = 205 \text{ cm}$

Primeiramente, faz-se a combinação dos momentos máximos do carregamento móvel com o carregamento permanente, a fim de determinar o carregamento de cálculo (para o apoio)

$$Md = 1,4 * (-832,30 - 469,50)$$

$$Md = -1822,52 \text{ kNm}$$

Com isso, para o cálculo da área de aço primeiramente faz-se o cálculo a linha neutra:

$$x = 1,25d * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{Md}{0,425 * Fcd * bw * d^2} \right)} \right)$$

$$x = 1,25 * 205 * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{-1822,52 * 100}{0,425 * \frac{3,5}{1,4} * 25 * 205^2} \right)} \right)$$

$$x = 21,85 \text{ cm}$$

Dessa forma, a área de aço para o apoio é:

$$As = \frac{Md}{fyd * (d - 0,4x)}$$

$$As = \frac{-1822,52 * 100}{\frac{50}{1,15} * (205 - 0,4 * 21,85)} = 21,36 \text{ cm}^2$$

Respeitando a área de aço mínima, dada por:

$$As, min = \rho_{min} * Ac$$

$$As, min = \frac{0,164}{100} * (25 * 235)$$

$$As, min = 9,64 \text{ cm}^2$$

Para o cálculo da fadiga determina-se o momento fletor M1 e M2, sendo M1 o de maior valor e M2 o de menor valor em módulo, para cada seção e, com isso, calcula-se o coeficiente de fadiga (k), que possui as seguintes premissas.

- Se M1 e M2 tiverem o mesmo sinal:

$$k = \frac{M1 - M2}{M1} * \frac{5}{3,6}$$

- Se $M1$ e $M2$ tiverem sinais opostos:

$$k = \frac{|M1| + 0,5 * |M2|}{|M1|} * \frac{5}{3,6}$$

Sendo que obrigatoriamente $k \geq 1$. Dessa forma, tem-se com o resumo dos coeficientes de fadiga (k), área de aço positiva e negativa para cada uma das seções.

Tabela 17 - Área de aço calculada e coeficiente de fadiga

Seção	$As,cal+$ (cm ²)	$As,cal-$ (cm ²)	k
Apoio	21,36	9,64	1
Meio	9,64	9,64	1

Portanto, considerando o coeficiente de fadiga tem-se que a área de aço final com a quantidade de aço necessárias são:

Tabela 18 - Área de aço considerando fadiga

Seção	$As,fad I$ (cm ²)	Qtd. de barras ($\phi 16$)	$As,fad S$ (cm ²)	Qtd. de barras ($\phi 16$)
Apoio	21,36	11	9,64	5
Meio	9,64	5	9,64	5

3.1.4. Forças cortantes

O esforço cortante resistente é dado pela Equação 63 abaixo.

$$Vrd2 = 5091 * bw * d \quad (63)$$

$$Vrd2 = 5091 * 0,25 * 2,05$$

$$Vrd2 = 2609,14 \text{ kN}$$

Para o cálculo da armadura tem-se:

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{c0}$$

Onde,

$$V_{c0} = 870 * bw * d$$

$$V_{c0} = 870 * 0,25 * 2,05 = 445,86 kN$$

$$V_{sd} = 1,4 * (710,50) + 1,4 * 310,60 = 1429,54 kN$$

Portanto a área de aço para o cortante na seção do apoio (0) é dada pela Equação 64:

$$A_{sw} = \frac{V_{wd}}{0,9 * d * f_{yd}} \quad (64)$$

$$A_{sw} = \frac{1429,54 - 445,86}{0,9 * 2,05 * \frac{50}{1,15}} = 12,26 \text{ cm}^2$$

Para o cálculo da fadiga determina-se para o esforço cortante V1 e V2, sendo V1 o de maior valor e V2 o de menor valor em módulo, para cada seção e, com isso, calcula-se o coeficiente de fadiga (k), que possui as seguintes premissas.

- Se V1 e V2 tiverem o mesmo sinal:

$$k = \frac{V1 - V2}{V1} * \frac{5}{2,8}$$

- Se V1 e V2 tiverem sinais opostos:

$$k = \frac{5}{2,8}$$

Como os cortantes possuem o mesmo sinal, o coeficiente de fadiga $k = 1,01$. Portanto, a área de aço considerando a fadiga é de:

$$As, fad = 12,26 * 1,01 = 12,32 \text{ cm}^2$$

Portanto, serão necessários 11 estribos de $\phi 12,5$ mm por metro.

3.2. Empuxo de terra no encontro

Considerando o ângulo de atrito do solo $\phi = 30^\circ$ e peso específico $\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$ tem-se a seguinte Equação 65.

$$Pa = ka * \gamma_s * h \quad (65)$$

Onde,

- $k_0 = 1 - \sin\phi = 0,5$
- $ka = \tan^2(45 - 0,5\phi) = 0,33$
- h (altura da longarina) = 2,35 m

Portanto,

$$Pa = 0,33 * 19 * 2,35 = 14,73 \text{ kN/m}^2$$

3.3.1. Para momento no apoio (seção 0)

Com isso, faz-se o cálculo dos momentos para a seção 0 (no apoio).

$$Md = 1,4 * \frac{14,73 * 2,5^2}{2} = 64,44 \text{ kNm/m}$$

Dessa forma, tem-se que a área é aço é:

$$As = \frac{64,44 * 10^3}{\frac{5 * 10^4}{1,15} * 0,85 * 0,205} = 8,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, serão necessárias 7 barras com $\phi 12,5$ mm por metro.

3.3.2. Para o momento no centro do vão (seção 1)

Com isso, faz-se o cálculo dos momentos para a seção 1 (no vão).

$$Md = 1,4 * \frac{14,73 * 5,8^2}{8} = 86,72 \text{ kNm/m}$$

Dessa forma, tem-se que a área é aço é:

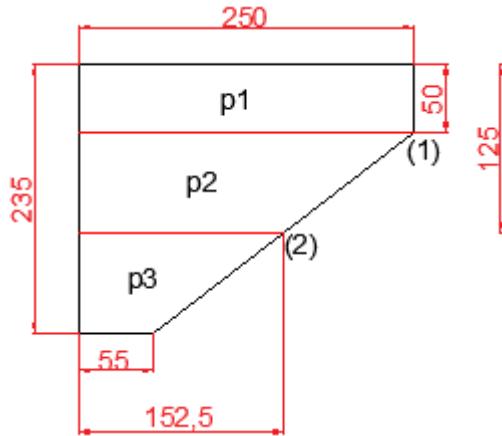
$$As = \frac{86,72 * 10^3}{\frac{5 * 10^4}{1,15} * 0,85 * 0,205} = 11,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, serão necessárias 10 barras com $\phi 12,5$ mm por metro.

3.3. Empuxo na cortina lateral

Para o empuxo na cortina tem-se o seguinte esquema representado na Figura 59.

Figura 62 - Cortina lateral



Dessa forma, calcula-se a pressão na parte p1, p2 e p3, por meio da Equação 64 mostrada anteriormente.

$$p1 = 0,33 * 19 * 0,5$$

$$p2 = 0,33 * 19 * 1,25$$

$$p3 = 0,33 * 19 * 2,35$$

$$p1 = 3,14 \text{ kN/m}^2$$

$$p2 = 7,84 \text{ kN/m}^2$$

$$p3 = 14,73 \text{ kN/m}^2$$

3.3.3. Área de aço para a seção 1

Com isso, faz-se o cálculo dos momentos para a seção 1

$$Md = 1,4 * \frac{3,14 * 2,50^2}{2} = 13,74 \text{ kNm/m}$$

Dessa forma, tem-se que a área é aço é:

$$As = \frac{13,74 * 10^3}{\frac{5 * 10^4}{1,15} * 0,85 * 0,205} = 1,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3.3.4. Área de aço para a seção 2

Com isso, faz-se o cálculo dos momentos para a seção 2

$$Md = 1,4 * \frac{7,84 * 1,525^2}{2} = 12,76 \text{ kNm/m}$$

Dessa forma, tem-se que a área é aço é:

$$As = \frac{12,76 * 10^3}{\frac{5 * 10^4}{1,15} * 0,85 * 0,205} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como nenhuma das duas áreas atingiu a área de aço mínima, será considerada a mínima dada por:

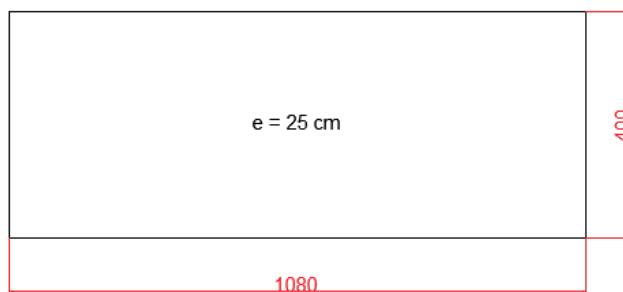
$$As, \text{mín} = \rho m_{\text{mín}} * Ac$$

$$As, \text{mín} = \frac{0,164}{100} * (25 * 100) = 4,13 \text{ cm}^2$$

Portanto, serão necessárias 6 barras de $\phi 8\text{mm}$ por metro.

3.4. Laje de transição

Figura 63 - Laje de transição



- Peso próprio

$$g1 = e * \gamma c$$

$$g1 = 0,25 * 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

- Peso pavimentação – 5cm

$$g2 = 0,05 * 24 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Com isso, determina-se os parâmetros de entrada das tabelas de Rüsch por meio das equações abaixo:

$$\frac{l_x}{a} = \frac{4}{2} = 2$$

$$\frac{t}{a} = \frac{0,9012}{2} = 0,4506$$

3.4.1. Cálculo dos momentos para carga permanente para laje de transição

Para o cálculo dos momentos na laje de transição é necessário fazer a interpolação dos dados da Tabela de Rüsch Nr. 5.

Com isso, utilizando a Equação abaixo, calcula-se o M_{xm} e M_{ym} .

$$M = k * g * lx^2$$

- Para M_{xm}

$$M_{xm} = kx * g * lx^2$$

$$M_{xm} = 0,12 * (6,25 + 1,2) * 4^2 = 14,31 \text{ kNm/m}$$

- Para M_{ym}

$$M_{ym} = ky * g * lx^2$$

$$M_{ym} = 0,02 * (6,25 + 1,2) * 4^2 = 2,40 \text{ kNm/m}$$

3.4.2. Cálculo dos momentos para carga móvel para laje de transição

Para o cálculo dos momentos na laje de transição é necessário fazer a interpolação dos dados da Tabela de Rüsch Nr. 5.

Com isso, utilizando a Equação abaixo, calcula-se o M_{xm} e M_{ym} .

$$M = \varphi * (P * MP + p * Mp + p' * Mp')$$

- Para M_{xm}

$$M_{xm} = 1,688 * (75 * 0,48 + 5 * 0 + 5 * 1,06)$$

$$M_{xm} = 69,71 \text{ kNm/m}$$

- Para M_{ym}

$$M_{ym} = 1,688 * (75 * 0,26 + 5 * 0 + 5 * 0,22)$$

$$M_{ym} = 34,77 \text{ kNm/m}$$

3.4.3. Cálculo área de aço

3.4.1.1. Para M_{xm}

$$Md = 14,31 + 69,71 = 84,02 \text{ kNm/m}$$

Com isso, a área de aço é de:

$$As = \frac{Md}{fyd * 0,85d}$$

$$As = \frac{1,4 * 84,02 * 10^4}{\frac{5 * 10^5}{1,15} * 0,85 * 0,205}$$

$$As = 15,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, serão necessárias 13 barras de $\phi 12,50$ mm por metro.

3.4.1.2. Para M_{ym}

$$Md = 2,40 + 34,77 = 37,17 \text{ kNm/m}$$

Com isso, a área de aço é de:

$$As = \frac{Md}{fyd * 0,85d}$$

$$As = \frac{1,4 * 33,60 * 10^4}{\frac{5 * 10^5}{1,15} * 0,85 * 0,205}$$

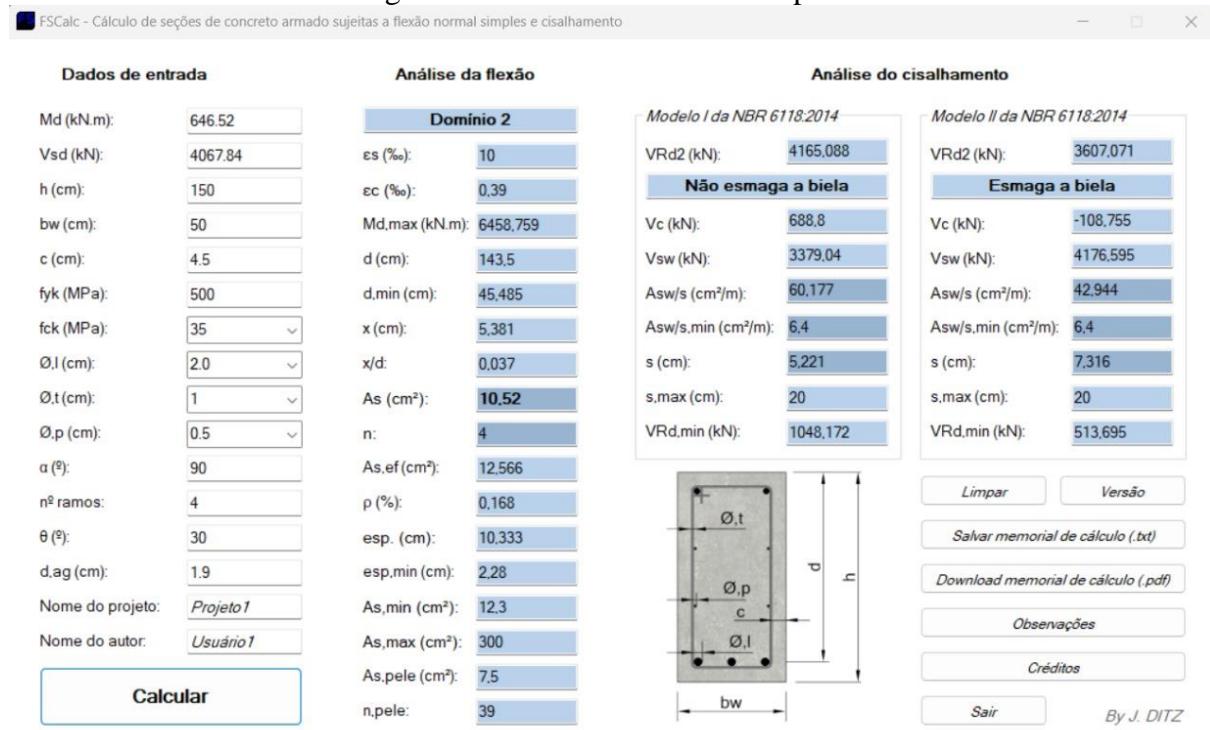
$$As = 6,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, serão necessárias 9 barras de $\phi 10$ mm por metro.

3.5. Cálculo da travessa superior

Para o cálculo da travessa superior utilizou-se como auxílio o software FlexCisTor do grupo TQS, com resultados mostrados na Figura 64.

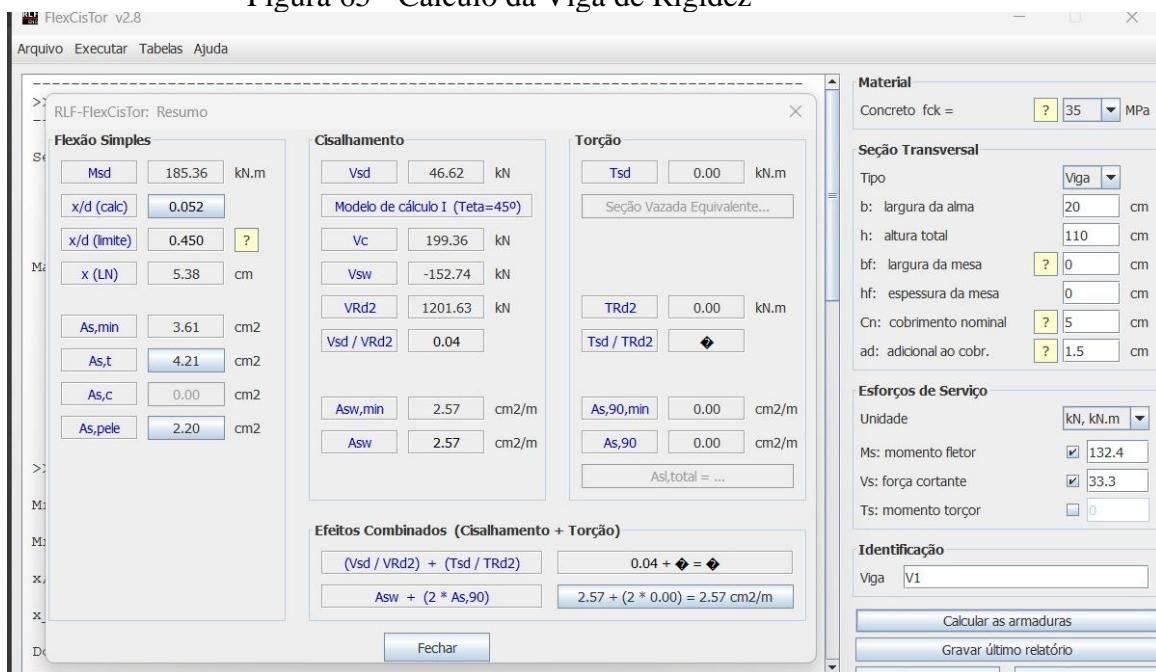
Figura 64 - Cálculo da travessa superior



3.6. Cálculo da Viga de Rigidez

Para o cálculo da travessa superior utilizou-se como auxílio o software FlexCisTor do grupo TQS, com resultados mostrados na Figura 65.

Figura 65 - Cálculo da Viga de Rigidez



Portanto, serão necessárias a seguinte quantidade de barras:

- 2 barras de $\phi 20$ mm para a viga de rigidez;
- 5 barras de $\phi 8$ mm para a armadura de pele;
- $\phi 5$ mm a cada 15cm para o cortante.

4. FUNDAÇÕES

Para esse tipo de estrutura, será considerada a fundação profunda em Estaca Raiz. Segundo o Método Antunes e Cabral tem-se que a capacidade geotécnica das estacas é dada por:

$$Qu = Qs + Qp$$

Onde:

Qu é a capacidade de carga da estaca;

Qs é a capacidade de carga resistida pelo fruste;

Qp é a capacidade de carga resistida pela ponta.

O método é baseado no tipo de rocha e sua recuperação, parâmetros obtidos nas sondagens rotativas para dimensionamento.

Diante disso, tem-se que a resistência lateral dada pelos autores, considerando um fator de resistência FS de 2,0, é dada pela figura abaixo:

TIPO DE ROCHA		Muito alterada	Alterada	Pouco alterada a sã
1	Basaltos, gnaisses, granitos	1 a 4,25	2,5 a 12,5	4 a 22
2	Ardósias, xistos	0,5 a 1,5	1,5 a 4,75	2,5 a 7,75
3	Arenitos, calcáreos, siltitos	0,4 a 1,25	1 a 4,25	1,75 a 7

A tensão lateral admissível máxima deve ser menor que $Fck/15 = 13 \text{ kgf/cm}^2$.

Portanto, a resistência lateral é dada por:

$$RL = \text{tensão admissível} \times Al$$

Sendo que, a área lateral deve ser considerado o diâmetro externo do tubo de revestimento.

4.1. SP01

Para a sondagem mista 01 tem-se o seguinte cálculo das cargas admissíveis das estacas:

Tabela 19 - Profundidade estaca raiz SP01

Profundidade (m)	Diâmetro cm	Perímetro cm	Área cm ²
1	30,48	95,7072	729,2889
2	30,48	95,7072	729,2889
3	30,48	95,7072	729,2889
4	30,48	95,7072	729,2889
5	30,48	95,7072	729,2889
6	30,48	95,7072	729,2889

Tabela 20 - Atrito Lateral SP01

Atrito lateral kgf/cm ²	Lateral (por metro) kgf	Lateral (por metro) tf
1	9570,72	9,6
1	9570,72	9,6
2,5	23926,8	23,9
2,5	23926,8	23,9
4	38282,88	38,3
4	38282,88	38,3

143,6**tf**

Sabendo que a carga máxima estrutural é de 140 tf, tem-se o seguinte dimensionamento.

ARGAMASSA								Carga de trabalho adotada (tf)
Diâmetro nominal da estaca (cm)	Diâmetro do bits	Área de argamassa menos área de aço (cm ²)	fck (Mpa)	γc	γf	Pd1 (kgf)	Pd1 (tf)	
40	30,48	707	20	1,6	1,4	54.753	55	140

AÇO									
tf a serem suportadas pelo aço	fyk (Mpa)	fyk (kgf/cm ²)	γs	nº barras	bitola (mm)	Área 1 barra de aço (cm ²)	Área de aço (cm ²)	% de aço em relação à seção de argamassa	Pd2 (tf)
85	500	5100	1,15	7	20	3,14	21,98	0,03	97


tf a serem suportadas pelo aço

<

Pd2

Portanto, tem-se uma estaca com 7 barras de $\phi 20$ mm com 6 metros de profundidade em rocha e comprimento total de 13 metros.

4.2. SP02

Para a sondagem mista 02 tem-se o seguinte cálculo das cargas admissíveis das estacas:

Tabela 21 - Profundidade estaca raiz SP02

Profundidade (m)	Diâmetro cm	Perímetro cm	Área cm ²
1	30,48	95,7072	729,2889
2	30,48	95,7072	729,2889
3	30,48	95,7072	729,2889
4	30,48	95,7072	729,2889
5	30,48	95,7072	729,2889
6	30,48	95,7072	729,2889

Tabela 22 - Atrito Lateral SP02

Atrito lateral kgf/cm ²	Lateral (por metro) kgf	Lateral (por metro) tf
2,5	23926,8	23,9
2,5	23926,8	23,9
2,5	23926,8	23,9
2,5	23926,8	23,9
2,5	23926,8	23,9
119,6		tf

Dessa forma, tem-se que carga máxima estrutural é de 119 tf, tem-se o seguinte dimensionamento.

Diâmetro nominal da estaca (cm)	Diâmetro do bits	Área de argamassa menos área de aço (cm ²)	ARGAMASSA					Carga de trabalho adotada (tf)
			fck (Mpa)	γ_c	γ_f	Pd1 (kgf)	Pd1 (tf)	
40	30,48	713	20	1,6	1,4	55.210	55	119
AÇO								
tf a serem suportadas pelo aço	f_yk (Mpa)	f_yk (kgf/cm ²)	γ_s	nº barras	bitola (mm)	Área 1 barra de aço (cm ²)	Área de aço (cm ²)	% de aço em relação à seção de argamassa
64	500	5100	1,15	8	16	2,01	16,08	0,02
tf a serem suportadas pelo aço					<	Pd2		

Portanto, tem-se uma estaca com 8 barras de $\phi 16$ mm com 5 metros de profundidade em rocha, sendo seu comprimento total.

4.3. SP03

Para a sondagem mista 03 tem-se o seguinte cálculo das cargas admissíveis das estacas:

Tabela 23 - Profundidade estaca raiz SP03

Profundidade (m)	Diâmetro cm	Perímetro cm	Área cm ²
1	30,48	95,7072	729,2889
2	30,48	95,7072	729,2889
3	30,48	95,7072	729,2889
4	30,48	95,7072	729,2889
5	30,48	95,7072	729,2889

Tabela 24 - Atrito Lateral SP03

Atrito lateral kgf/cm ²	Lateral (por metro) kgf	Lateral (por metro) tf
2,5	23926,8	23,9
2,5	23926,8	23,9
2,5	23926,8	23,9
4	38282,88	38,3
4	38282,88	38,3

148,3

tf

Sabendo que a carga máxima estrutural é de 140 tf, tem-se o seguinte dimensionamento.

			ARGAMASSA					
Diâmetro nominal da estaca (cm)	Diâmetro do bits	Área de argamassa menos área de aço (cm ²)	fck (Mpa)	γ_c	γ_f	Pd1 (kgf)	Pd1 (tf)	Carga de trabalho adotada (tf)
40	30,48	707	20	1,6	1,4	54.753	55	140
AÇO								
tf a serem suportadas pelo aço	f _{yk} (Mpa)	f _{yk} (kgf/cm ²)	γ_s	nº barras	bitola (mm)	Área 1 barra de aço (cm ²)	Área de aço (cm ²)	% de aço em relação à seção de argamassa
85	500	5100	1,15	7	20	3,14	21,98	0,03
tf a serem suportadas pelo aço					<	Pd2		

Portanto, tem-se uma estaca com 7 barras de $\phi 20$ mm com 5 metros de profundidade em rocha, sendo seu comprimento total.

4.4. SP04

Para a sondagem mista 04 tem-se o seguinte cálculo das cargas admissíveis das estacas:

Tabela 25 - Profundidade estaca raiz SP04

Profundidade (m)	Diâmetro cm	Perímetro cm	Área cm ²
1	30,48	95,7072	729,2889
2	30,48	95,7072	729,2889
3	30,48	95,7072	729,2889
4	30,48	95,7072	729,2889
5	30,48	95,7072	729,2889
6	30,48	95,7072	729,2889

Tabela 26 - Atrito Lateral SP04

Atrito lateral kgf/cm ²	Lateral (por metro) kgf	Lateral (por metro) tf
1	9570,72	9,6
1	9570,72	9,6
1	9570,72	9,6
2,5	23926,8	23,9
4	38282,88	38,3
4	38282,88	38,3

129,2

tf

Dessa forma, tem-se que carga máxima estrutural é de 129 tf, tem-se o seguinte dimensionamento.

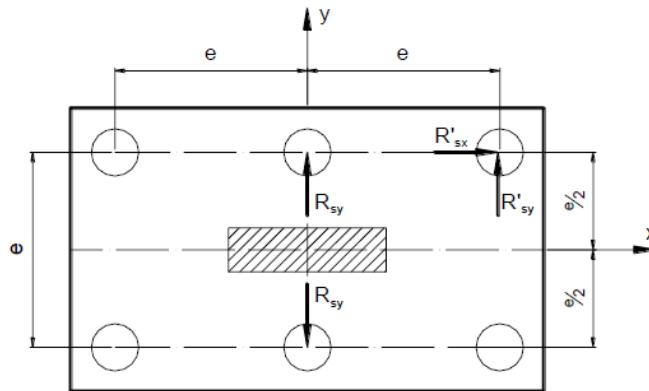
ARGAMASSA								Carga de trabalho adotada (tf)
Diâmetro nominal da estaca (cm)	Diâmetro do bits	Área de argamassa menos área de aço (cm ²)	fck (Mpa)	γ_c	γ_f	Pd1 (kgf)	Pd1 (tf)	
40	30,48	710	20	1,6	1,4	54.996	55	129

AÇO									
tf a serem suportadas pelo aço	fyk (Mpa)	fyk (kgf/cm ²)	γ_s	nº barras	bitola (mm)	Área 1 barra de aço (cm ²)	Área de aço (cm ²)	% de aço em relação à seção de argamassa	Pd2 (tf)
74	500	5100	1,15	6	20	3,14	18,84	0,03	84

Portanto, tem-se uma estaca com 6 barras de ø20 mm com 6 metros de profundidade em rocha, sendo seu comprimento total de 13 metros.

4.5. Cálculo do bloco de fundação

Figura 66 - Bloco retangular sobre 6 estacas



$$Nsd = 5367,10 \text{ kN}$$

$$Msdx = 58,10 \text{ kNm}$$

$$Msdy = 554,00 \text{ kNm}$$

4.6. Dimensionamento do bloco

4.6.1. Cálculo do espaçamento entre as estacas

$$e = 3D$$

Onde,

- D é o diâmetro da estaca.

4.6.2. Cálculo das dimensões em planta

$$L \geq \begin{cases} 2e + D + 2 \times 15 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} \end{cases} \quad B \geq \begin{cases} a + 10 \text{ cm} \\ e + D + 2 \times 15 \text{ cm} \end{cases}$$

4.6.3. Cálculo da altura útil

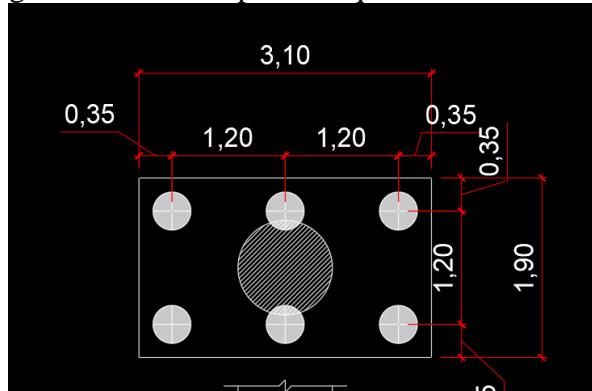
$$d' \geq \left\{ \frac{a_{est}}{5} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \emptyset_e \right. \quad \left. 5 \text{ cm} \right.$$

$$d_{min} = 0,85 \left(e - \frac{a_p}{3,4} \right)$$

$$d_{max} = 1,2 \left(e - \frac{a_p}{3,4} \right)$$

$$h = d + d'$$

Figura 67 - Vista superior esquemática dos blocos



4.6.4. Cálculo dos esforços de tração

$$T_x = \frac{\sum N_i \cdot x_i}{0,85d}$$

$$T_y = \frac{\sum N_i \cdot y_i}{0,85d}$$

4.6.5. Cálculo da armadura principal

$$As_x = 1,61 \frac{T_x}{fyk}$$

$$As_y = 1,61 \frac{T_y}{fyk}$$

4.6.6. Cálculo da armadura horizontal (estribo)

$$As_h = \frac{As}{8}$$

5. TERMO DE ENCERRAMENTO

Este memorial de cálculo é composto por 113 (cento e treze) páginas numeradas, e está devidamente assinado. Sem mais acrescentar, os responsáveis por este Memorial de Cálculo são profissionais devidamente habilitados e declaram ter sua conduta ética profissional norteada pelo CREA.

Engenheira Civil
Larissa Brandão Popi
CREA 1017963088/D-GO

Engenheira Civil
Paula Campos Perini
CREA 1021383600/D-GO