

**MEMORIAL DE CÁLCULO – LONGARINAS, LAJE,  
CORTINA, SAPATA CORRIDA, BLODO DE  
FUNDAÇÃO, TRANSVERSINAS E PILARES**

**PONTE VAU GRANDE – CRUZALTENSE - RS**

## Sumário

1. INTRODUÇÃO.....	4
2. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	4
2.1. Referências normativas.....	4
2.2. Programas computacionais utilizados .....	5
2.3. Bibliografia de referência utilizada .....	5
2.4. Características dos materiais utilizados .....	5
3. DEFINIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL – SUPERESTRUTURA .....	12
4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO .....	13
4.1. Dimensões mínimas para vigas e lajes .....	13
5. CONDIÇÕES DE APOIO .....	13
6. MODELO DE ESTRUTURAL DE CÁLCULO.....	14
7. AÇÕES PERMANENTES .....	14
7.1. Peso próprio dos elementos estruturais.....	14
7.2. Peso próprio das barreiras de proteção .....	15
7.3. Peso próprio dos Passeios .....	15
8. AÇÕES VARIÁVEIS .....	16
8.1. Cargas Móveis .....	16
8.2. Determinação do Trem-tipo final.....	21
8.3. Cargas devidas ao vento .....	21
9. COMBINAÇÕES.....	25
10. DIMENSIONAMENTO DA LAJE .....	31
10.1. Cálculos das armaduras das lajes .....	32
10.2. Detalhe cálculo das armaduras da laje .....	32
11. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS PRINCIPAIS (LONGARINAS).....	35
11.1. Combinações das cargas atuantes sobre as longarinas.....	36
11.2. Dimensionamento das Longarinas.....	38
11.3. Dimensionamento ao cisalhamento .....	41
12. CÁLCULO DA ARMADURA NEGATIVA DAS LONGARINAS .....	46
13. DEFINIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL - INFRAESTRUTURA.....	47
14. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO .....	48
14.1. Dimensões dos elementos.....	48
15. MODELO DE ESTRUTURAL DE CÁLCULO .....	49

15.1.	Cortina de contenção e Sapata corrida .....	49
16.	AÇÕES PERMANENTES.....	49
16.1.	Peso próprio dos elementos estruturais .....	49
16.2.	Peso próprio das longarinas .....	50
16.3.	Peso próprio da transversina de fechamento .....	50
17.	AÇÕES VARIÁVEIS .....	50
17.1.	Carregamento do aterro .....	50
17.2.	Reações das longarinas sobre a cortina.....	51
17.3.	Reações das longarinas sobre a cortina.....	51
17.4.	Pressão da água sobre os pilares .....	52
17.5.	Pressão de frenagem e aceleração dos veículos sobre o tabuleiro 53	
17.6.	Empuxo de terra sobre as cortinas .....	53
17.7.	Componente do vento atuando na superestrutura.....	54
17.8.	Esforços determinados nos pilares.....	54
18.	COMBINAÇÕES.....	55
19.	DIMENSIONAMENTO DA CORTINA.....	56
19.1.	Cálculos das armaduras das cortinas .....	57
19.2.	Dimensionamento das cortinas.....	57
20.	DIMENSIONAMENTO DA SAPATA CORRIDA .....	60
20.1.	Dimensionamento armadura transversal .....	60
20.2.	Dimensionamento armadura longitudinal.....	62
21.	PORTICO DE APOIO – Mesoestrutura .....	64
21.1.	Dimensionamento da transversina de apoio .....	66
21.1.1.	Dimensionamento da transversina de apoio - Flexão.....	66
21.1.2.	Dimensionamento da transversina de apoio – Cisalhamento.....	70
21.2.	Dimensionamento da transversina intermediária .....	74
21.2.1.	Dimensionamento da transversina intermediária – Flexão .....	74
21.2.2.	Dimensionamento da transversina intermediária – Cisalhamento	75
21.3.	Dimensionamento dos pilares.....	76
21.4.	Dimensionamento do bloco de fundação .....	80

## 1. INTRODUÇÃO

**Proprietário:** Prefeitura Municipal de Cruzaltense – RS.

**Obra:** Construção de ponte em concreto armado de 8,20m de largura x 130,50 m de vão total e 5,00m de altura

**Local:** Ponte Vau Grande, localizada na entrada do município de Cruzaltense sobre o rio Erechim, Cruzaltense/RS.

**Coordenadas:** 27° 36' 52" S - 52° 39' 16" W

O presente projeto diz respeito a análise e o dimensionamento da superestrutura e infraestrutura da Ponte Vau Grande em concreto armado, localizada na entrada do município de Cruzaltense sobre o rio Erechim, Cruzaltense/RS.

Neste memorial de cálculo serão apresentados todos os cálculos necessários à determinação das solicitações e as verificações dos estados limites, apresentados em sequência lógica e com um desenvolvimento tal que facilmente possam ser entendidos, Interpretados e verificados.

## 2. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

### 2.1. Referências normativas

As normas utilizadas nesta para os elementos deste memorial foram as seguintes:

- ABNT NBR - 6118/2014 - Projeto e execução de obras de concreto armado.
- ABNT NBR - 6123/1988 – Forças devidas ao vento em edificações.
- ABNT NBR - 7480/2007 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação.
- ABNT NBR - 7187/2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido.
- ABNT NBR - 7188/2013 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.
- Manual de Construção de Obras de Arte Especiais - DNER, 1996.

## **2.2. Programas computacionais utilizados**

Os softwares utilizados para modelagem, análise estrutural, detalhamentos, dimensionamentos e resumo dos dados obtidos:

- CSIBridge 2015
- SAP2000 V17
- AutoCad 2015
- Microsoft Excel 2013

## **2.3. Bibliografia de referência utilizada**

Para o desenvolvimento dos modelos para análise estrutural dos elementos, também métodos desenvolvidos para o dimensionamento dos elementos. As referências utilizadas são as seguintes:

- Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – Roberto Carvalho e Jasson Filho
- Pontes de concreto armado – Oswaldemar Marchetti
- Princípios básicos da construção de pontes de concreto – Fritz Leonhardt
- Exercícios de fundações – Urbano Alonso
- Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado Volume 2 – Roberto Carvalho e Libânio Pinheiro

## **2.4. Características dos materiais utilizados**

### **a) Características do Concreto Armado**

Segundo a NBR 6118/2014, quando o peso específico real do concreto armado não for conhecido deve-se adotar para o mesmo o valor de 25,0 kN/m<sup>3</sup>. Para efeito da análise estrutural, o coeficiente de dilatação térmica do concreto armado pode ser admitido como sendo igual a  $10^{-5}$  oC<sup>-1</sup>.

A resistência à compressão do concreto foi estabelecida levando em conta a classe de agressividade ambiental a que estará sujeita a estrutura, conforme a NBR 6118/2014.

Utilizando a tabela 6.1 - Classe de agressividade ambiental (CAA), seguindo as características do local da obra, uma ponte em local arborizado, sem indústrias que possam causar poluição a estrutura, assim a classificação adotada para o projeto foi de Classe I de agressividade fraca e classificação Rural ou Submersa, possuindo índice de deterioração insignificante conforme visto na figura 1.

Figura 1 - Tabela 6.1 da NBR 6118/2014.

Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

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

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

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: adaptado da NBR 6118/2014.

Assim definida a classe de agressividade ambiental a que estará sujeita a estrutura, na figura 2, tabela 7.1 correspondentes a qualidade do concreto a ser utilizado, verifica-se qual a resistência mínima a compressão do concreto deve ser possuir, para a classe de agressividade I, o concreto armado deve ser maior ou igual a 20 MPa (Classe C20) para a estrutura que será de concreto armado. A relação água/cimento em massa deve ser menor ou igual a 0,65 para a confecção do concreto.

Figura 2 – Tabela de qualidade do concreto.

**Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto**

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

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

Fonte: adaptado da NBR 6118/2014.

Como em estruturas de obras-de-arte (pontes) os elementos sofrem grandes esforços e necessário a utilização de concretos mais resistentes que ajudaram a diminuir dimensões de elementos. Assim foram adotadas as seguintes classes de concreto.

- Para Laje:  $f_{ck} = 25\text{Mpa}$
- Para Pilares:  $f_{ck} = 25\text{Mpa}$
- Para as Transversinas:  $f_{ck} = 25\text{Mpa}$
- Para as Cortinas:  $f_{ck} = 25\text{Mpa}$
- Para as Longarinas:  $f_{ck} = 35\text{MPa}$

Com parâmetro a classe de agressividade ambiental já definido deve-se verificar os cobrimentos mínimos a serem adotados para cada tipo de elemento. Os valores mínimos especificados por norma devem atender o apresentado na figura 3, tabela 7.2 classes de agressividade e o cobrimento nominal para proteção do concreto conforme sua utilização.

Figura 3 – Cobrimento nominal dos elementos.

**Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm**

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

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

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

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

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: adaptado da NBR 6118/2014.

Conforme apresentado na tabela os cobrimentos mínimos para a classe de agressividade I devem ser: os

- Elementos de laje deve ser de 2,0 cm.
- Elementos de Viga/pilar devem ser de 2,5cm.
- E para os elementos em contato com o solo ou diretamente com a água, como a sapata corrida e blocos de fundação, será adotado o cobrimento de 5,0 cm.

Conforme o item 8.2.5 Resistência a tração, da NBR 6118/2014. Caso não possuía ensaios específicos de ensaio de tração pode-se considerar um valor apenas com o valor de  $f_{ck}$  estabelecido para os projetos relacionada à resistência característica a compressão do concreto através da seguinte expressão:

Para o concreto de 25 MPa:

$$f_{ct, m} = 0,3\sqrt[3]{Fck^2} = 0,3 \times \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \text{ Mpa}$$

Para o concreto de 35 MPa:

$$f_{ct, m} = 0,3\sqrt[3]{Fck^2} = 0,3 \times \sqrt[3]{35^2} = 3,21Mpa$$

E como se trata de um valor médio, possui seu coeficiente de variação, possuindo limites superior e inferior dados pelas expressões:

Para o concreto de 25 MPa:

$$F_{ct, sup} = 1,3f_{ct, m} = 1,3 \times 2,56Mpa = 3,33Mpa$$

$$F_{ct, inf} = 0,7f_{ct, m} = 0,7 \times 2,56Mpa = 1,79Mpa$$

Para o concreto de 35 MPa:

$$F_{ct, sup} = 1,3f_{ct, m} = 1,3 \times 3,21Mpa = 4,17Mpa$$

$$F_{ct, inf} = 0,7f_{ct, m} = 0,7 \times 3,21Mpa = 2,25Mpa$$

Segundo o item 8.2.8 da NBR 6118/2014 para a determinação do módulo de elasticidade tangente inicial através de uma expressão que o relaciona ao valor da resistência característica a compressão do concreto, quando não forem realizados ensaios para a determinação para concreto de 20 MPa a 50 MPa.

Sendo para  $\alpha_E$  se refere ao tipo da rocha que será utilizado para a confecção da brita do concreto.

- 1,2 para basalto e diabásio.
- 1,0 para granitos e gnaisse.
- 0,9 para calcário.
- 0,7 para arenito.

Como a grande maioria das rochas utilizadas para a confecção de brita na região em que a obra ira ser construída e de basalto, mas em favor da segurança, em que as empresas podem comprar material de outras regiões por preços inferiores o valor adotado será de 1,0.

Para o concreto de 25 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600\sqrt{Fck} = 1,0 \times 5600\sqrt{25} = 28.000MPa = 28,00Gpa$$

Para o concreto de 35 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600\sqrt{f_{ck}} = 1,0 \times 5600\sqrt{35} = 33.130,05MPa = 33,13Gpa$$

Para a determinação do módulo de elasticidade secante do concreto deve-se seguir as equações:

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci}$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

Assim para o concreto de 25 MPa:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{25}{80} \leq 1,0 = 0,86 \leq 1,0$$

$$E_{cs} = 0,86 \times 28,00GPa = 24,08GPa$$

Assim para o concreto de 35 MPa:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{35}{80} \leq 1,0 = 0,89 \leq 1,0$$

$$E_{cs} = 0,89 \times 33,13GPa = 29,49GPa$$

Resumidamente, os dados de entrada do software utilizado para a análise estrutural da estrutura. Os dados de entrada para os concretos.

Figura 4 - Dados dos concretos de fck 25 MPa e 35 MPa

The image shows two side-by-side screenshots of the 'Material Property Data' dialog box in a software application. The left window is for 'fck 25MPa' and the right is for 'fck 35 MPa'. Both windows show fields for General Data, Weight and Mass, Isotropic Property Data, and Other Properties for Concrete Materials.

Property	fck 25MPa	fck 35 MPa
Material Name and Display Color	fck 25MPa	fck 35 MPa
Material Type	Concrete	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...	Modify/Show Notes...
Weight per Unit Volume	25	25
Mass per Unit Volume	2,5493	2,5493
Units	KN, m, C	KN, m, C
Modulus of Elasticity, E	28000000	33130000
Poisson	0,2	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	10,0E-05	1,000E-04
Shear Modulus, G	11666667	13804167
Specified Concrete Compressive Strength, f <sub>c</sub>	24084,274	29494,274
Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Shear Strength Reduction Factor		

Fonte: do autor

## b) Características dos Aços CA-50 e CA-60.

Nos projetos de estruturas em concreto armado devem ser utilizados os fios ou barras de aço classificados pela NBR 7480/1996 de acordo com o valor característico de resistência ao escoamento nas categorias: CA-25 e CA-50 para barras de aço e CA-60 para fios de aço. Os diâmetros e seções transversais adotados devem ser os estabelecidos nominais de acordo com a norma citada. Foram empregados neste projeto os aços pertencentes as categorias:

Aço CA-50, que possui resistência característica ao escoamento da ordem de 500 MPa em barras providas de saliências ou mossas.

Aço CA-60, que possui resistência característica ao escoamento da ordem de 600 MPa em barras providas de saliências ou mossas.

A massa específica do aço é de 7,850 kg/m<sup>3</sup>, segundo a NBR 6118/2014. A mesma norma fornece o valor de 210 GPa para modulo de elasticidade do aço, e 10<sup>-5</sup>/C-1 para o coeficiente de dilatação térmica para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C.

Figura 5 – Dados de aços CA-50 e CA-60

Property	CA-50 Value	CA-60 Value
Material Name and Display Color	CA - 50	CA - 60
Material Type	Steel	Steel
Weight per Unit Volume	76,9729	76,9729
Mass per Unit Volume	7,849	7,849
Modulus of Elasticity, E	2,100E+08	2,100E+08
Poisson	0,3	0,3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1,170E-05	1,170E-05
Shear Modulus, G	80769231	80769231
Minimum Yield Stress, Fy	344737,9	413685,5
Minimum Tensile Stress, Fu	448159,3	620528,2
Effective Yield Stress, Fye	379211,7	455054,
Effective Tensile Stress, Fue	492975,2	682581,

Fonte: do autor

### 3. DEFINIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL – SUPERESTRUTURA

O comprimento total da ponte é de 130,5 metros divididos em 9 vãos menores de 14,50 m, através de vigas biapoiada as externas apoiadas sobre as cortinas e as demais apoiadas sobre pórticos formados por pilares circulares e transversinas. A seção transversal é composta por seis longarinas pré-moldadas espaçadas igualmente entre si, com dimensões de 0,30 m de base e 0,9 m de altura. As longarinas que forem apoiadas sobre a cortina e onde será executada uma transversina de ligação sobre como demonstrada no decorrer deste memorial.

A superestrutura das pontes em viga é formada pelos seguintes elementos estruturais que serão dimensionados no decorrer deste projeto:

- Laje do tabuleiro, cuja função é servir de apoio direto para as cargas atuantes;
- Vigamento principal (longarinas) tem por função vencer o vão livre entre apoios;

- Vigamento secundário (transversinas), cuja função é ligar as vigas principais.

Tanto as transversinas de apoio quanto as transversinas de vão são separadas da laje. Esta solução é adotada para uniformizar a armadura de flexão (longitudinal e transversal) da laje do tabuleiro, a qual passa a comportar-se como apoiada apenas em dois lados, ou seja, apenas sobre as longarinas.

O espaçamento entre transversinas é tomado, aproximadamente, igual ao espaçamento entre as longarinas. Sua função é promover o travamento das longarinas e impedir a rotação das mesmas em torno de seu eixo longitudinal.

A transição da ponte para o terrapleno se faz por meio de cortinas as quais serão apoiadas nas longarinas e após isso concretadas com uma viga para a ligação das mesmas.

O modelo da ponte com suas dimensões está na prancha da planta baixa.

#### **4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO**

##### **4.1. Dimensões mínimas para vigas e lajes**

A NBR 7187/2003 conforme o item 9.1.1 Lajes Maciças determina que a espessura  $h$  para lajes maciças destinadas a passagem de tráfego rodoviário seja de no mínimo 15 cm. E o item 9.1.4.1 também determina que as vigas de seção retangular e as nervuras das vigas de seção T, duplo T ou celular concretadas no local não devem ter largura de alma  $b_w$  menor do que 20 cm.

Para o projeto será adotada espessura de laje  $h = 20$  cm e para as longarinas, largura da alma  $b_w$  de 30 cm e altura de 90 cm.

#### **5. CONDIÇÕES DE APOIO**

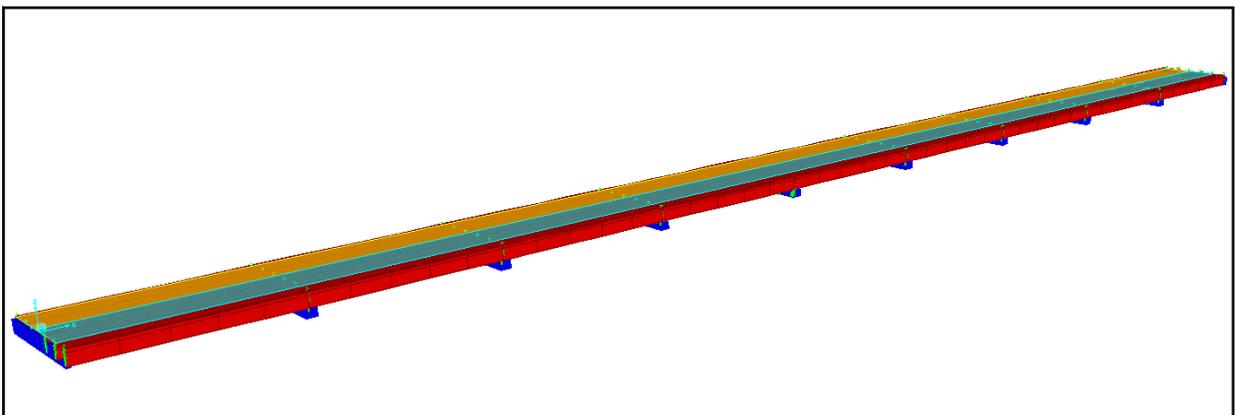
As vigas longarinas serão consideradas como bi-apoiadas chegando próximo a um engaste, pois será executada uma viga de ligação sobre os apoios para fazer a ligação e o apoio entre as longarinas. A ligação entre as longarinas e as estruturas de apoio (cortina e transversina de apoio) se faz

através de esperar que são ancoradas através da transversina de ligação das longarinas.

## 6. MODELO DE ESTRUTURAL DE CÁLCULO

Segue o modelo estrutural utilizado para determinação das ações no tabuleiro da estrutura (longarinas e laje), o modelo gerado em 3d possui um melhor arranjo estrutura onde se consegue utilizar todas as propriedades das seções em conjunto, assim chegando o mais próximo do comportamento real da estrutura. Será apenas desenvolvida a análise estrutural do tabuleiro (laje mais longarinas) o restante da estrutura será desenvolvido em separado. O modelo do tabuleiro completo poder ser visto na figura 6.

Figura 6 - Estrutura do tabuleiro completa com as faixas dos veículos.



Fonte: do autor

## 7. AÇÕES PERMANENTES

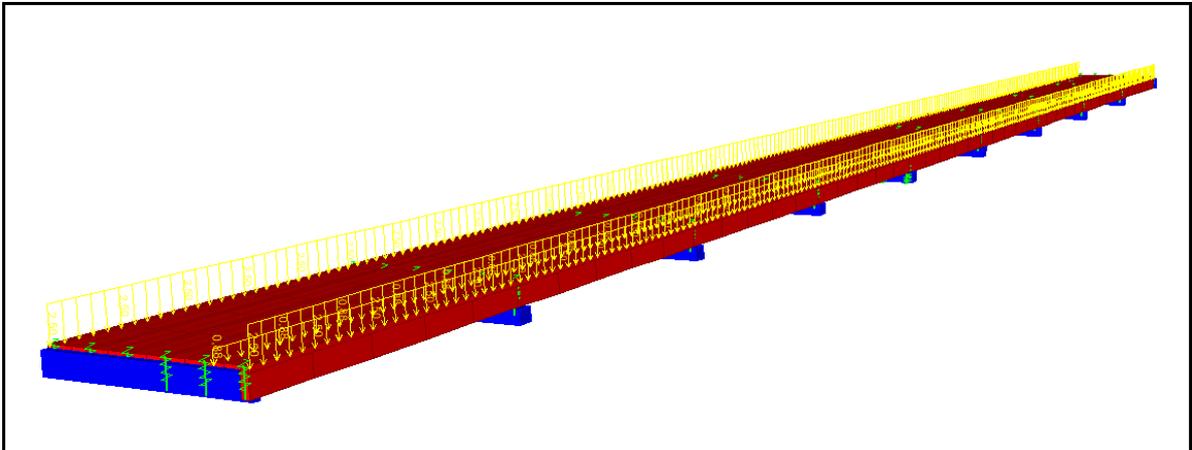
### 7.1. Peso próprio dos elementos estruturais

Sendo, segundo as normas NBR 7187/2003 e NBR 6118/2014, o peso específico do concreto armado  $\gamma_c$  igual a  $25,0 \text{ kN/m}^3$  e o próprio software determina o peso de todos os elementos, assim não precisando utiliza-los separados.

## 7.2. Peso próprio das barreiras de proteção

Com o valor da área da seção da barreira, deve-se multiplicá-la pelo valor do peso específico do concreto, obtendo um carregamento distribuído. Como definido anteriormente, o peso específico do concreto armado é de  $25 \text{ kN/m}^3$ , e sendo a área da seção transversal do Guarda Corpo de  $0,1 \text{ m}^2$  e do Guarda Roda  $0,035 \text{ m}^2$ , obteve-se um carregamento para os Guarda Corpo de  $2,50 \text{ kN/m}$ , e para o Guarda Roda de  $0,875 \text{ kN/m}$ . A aplicação do carregamento pode ser vista na figura 7. Respectivamente, ambas em cada lado da ponte.

Figura 7 – Aplicação do carregamento dos Guarda Corpo e Guarda Roda

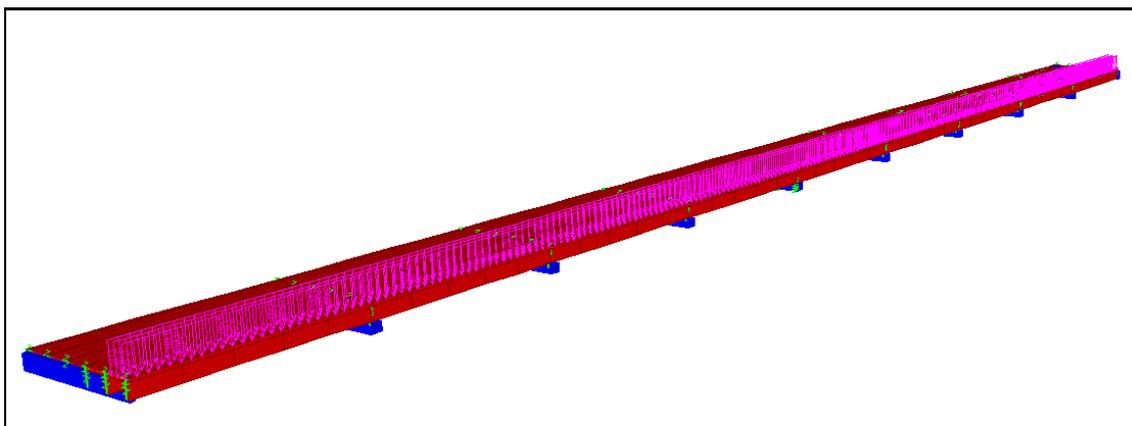


Fonte: do autor

## 7.3. Peso próprio dos Passeios

A ponte irá possuir um passeio lateral entre o guarda roda e o guarda corpo, possuindo um espaço interno de  $1,10 \text{ m}$ , segundo a NBR 7188/2013 o passeio deve possuir o carregamento de  $3,0 \text{ kN/m}^2$ , distribuído por todo o passeio. A aplicação do carregamento está demonstrada na figura 8.

Figura 8 – Aplicação do carregamento sobre o passeio



Fonte: do autor

## 8. AÇÕES VARIÁVEIS

### 8.1. Cargas Móveis

Uma diversidade de elementos estruturais sofre ação de cargas móveis, sendo indispensável o conhecimento de como uma determinada seção se comporta com a variação da posição destas cargas ao longo da estrutura. Quanto ao efeito, é interessante se conhecer os máximos valores que cada efeito atinge em cada seção. Para a avaliação deste problema utiliza-se o conceito de linha de influência, que por definição, é a representação gráfica ou analítica de um efeito elástico em uma dada seção, produzido por uma carga unitária concentrada de cima para baixo que percorre a estrutura. Inicialmente é fixada à seção de análise e o efeito a ser estudado, variando somente a posição do carregamento.

As cargas a serem distribuídas ao longo dos elementos estruturais são fixadas de acordo com NBR 7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Onde se define os sistemas de cargas representativo dos valores característicos dos carregamentos provenientes do tráfego que deverá ser suportado pela estrutura em serviço.

O carregamento a ser adotado será o correspondente a Classe 45, que de acordo com o Manual de Projeto de Obra-de-Arte Especiais do DNER (1996), salvo determinação expressa do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, as obra-de-arte especiais deverão ser calculadas para as cargas

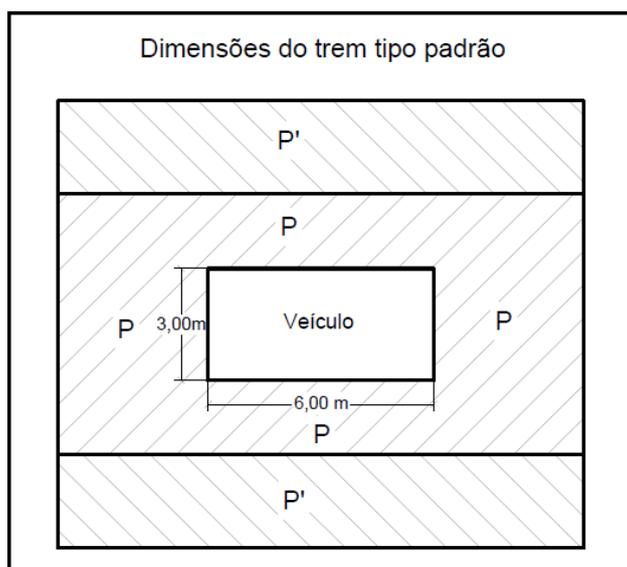
de carregamento correspondente a esta classe, na qual o veículo tipo possui 450 kN de peso total, uma carga uniformemente distribuída na pista ( $p$ ) de 5 kN/m<sup>2</sup> e uma carga distribuída nos passeios ( $p'$ ) de 3 kN/m<sup>2</sup>. As pontes que são utilizadas não raramente por veículos especiais devem ser verificadas para veículos-tipo também especiais.

Figura 9 – Tipos de trem tipo com suas cargas.

Classe da Ponte	Veículo			Carga uniformemente distribuída				Disposição da Carga
	Tipo	Peso total		$p$		$p'$		
		kN	Ton.	kN/m <sup>2</sup>	kgf/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kgf/m <sup>2</sup>	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga $p$ em toda a pista
30	30	300	30	5	500	3	300	Carga $p'$ nos passeios
12	12	120	12	4	400	3	300	

Fonte: do autor

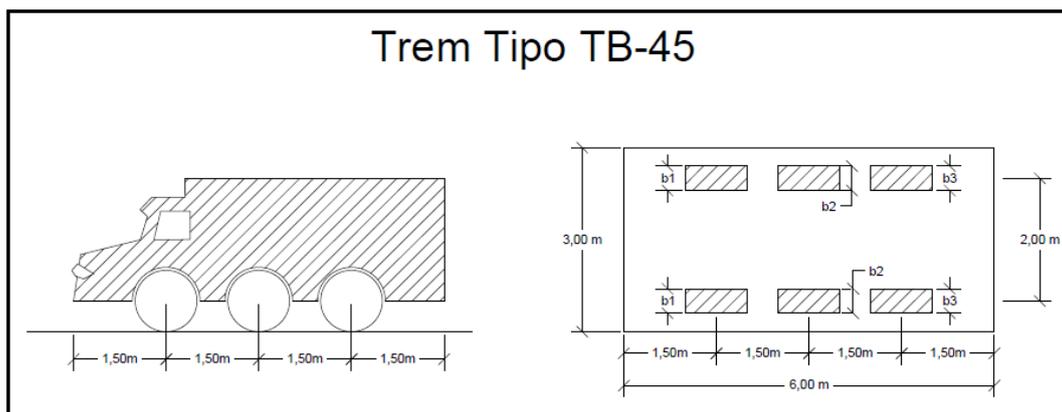
Figura 10 – Locais de aplicação de carga.



Fonte: do autor

Detalhe do trem-tipo para a Classe TB-45:

Figura 11 – Aplicação dos carregamentos do trem tipo



Fonte: do autor

O veículo tipo correspondente a Classe TB-45 tem também como características:

- Cada roda dianteira, traseira e intermediária corresponde a um peso de 75 kN, sendo 150 kN por eixo;
- As larguras de contato b1, b2 e b3, indicadas na figura anterior, equivalem a 0,50 m;
- Distância entre eixos de 1,50 m;
- Distância entre os centros de roda de cada eixo de 2,00 m;
- Comprimento de contato de cada roda de 0,20 m.

Figura 12 – Entrada de dados no software

Fonte: do autor

Figura 13 - Entrada de dados no software cargas nos eixos

The screenshot shows the 'Vehicle Data - Vertical Loading' window. It features a table for defining loads with columns for Load Length Type, Minimum Distance, Maximum Distance, Uniform Load, Uniform Width Type, Uniform Width, Axle Load, Axle Width Type, and Axle Width. Below the table are 'Add', 'Insert', 'Modify', and 'Delete' buttons. There are also sections for 'Floating Axle Loads' (with fields for Value, Width Type, and Axle Width) and 'Superelevation Effects' (with a checkbox for 'Adjust Vertical Loads for Superelevation' and input fields for 'Axle Load Factor' and 'Uniform Load Factor').

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		5,	Fixed Width	3,25	0,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		0,	Fixed Width	3,	150,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		0,	Fixed Width	3,	150,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		0,	Fixed Width	3,	0,	Two Points	2,
Trailing Load	Infinite		5,	Fixed Width	3,25	0,	Two Points	2,

Fonte: do autor

Segundo as novas prescrições na NBR 7188/2013 deve-se fazer majoração dos efeitos dinâmicos do carregamento móvel e dos efeitos que geram sobre a carga de multidão e sobre o passeio.

No item 5.1 da NBR 7188/2013 “A carga concentrada ( $Q$ ), em kN, e a carga distribuída ( $q$ ), em kN/m<sup>2</sup>, são os valores da carga vertical móvel aplicados no nível do pavimento, iguais aos valores característicos majorados pelos Coeficientes de Impacto Vertical ( $CIV$ ), do Número de Faixas ( $CNF$ ) e de Impacto Adicional ( $CIA$ ) abaixo definidos. ”

$$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA \qquad q = p \times CIV \times CNF \times CIA$$

Coeficiente de impacto vertical ( $CIV$ ) deve atender a uma das duas opções:

$CIV = 1,35$  - Para estruturas com vão menor do que 10,0m.

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left( \frac{20}{Liv + 50} \right) - \text{Para estruturas com vão entre 10,0 e 200,0 m.}$$

Onde:

$Liv$  é o vão em metros para o cálculo  $CIV$  conforme o tipo de estrutura, sendo:

$Liv=L$  é usado para estruturas de vão isostático

$L_{iv}$  é a média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos

$L_{iv}$  é o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço

$L$  é o vão em metros.

Então para estrutura em questão aonde o vão e de 12,50m

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left( \frac{20}{L_{iv} + 50} \right) = 1 + 1,06 \times \left( \frac{20}{14,50 + 50} \right) = 1,328$$

Coefficiente do número de faixas (CNF):

$$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9 = 1 > 0,9$$

Onde:

$N$  é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo.

$$CNF = 1 - 0,05 \times (2 - 2) > 0,9 = 1 > 0,9$$

Coefficiente de impacto adicional (CIA) deve ser utilizado caso, Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo Coeficiente de Impacto Adicional.

$CIA = 1,25$  para obras em concreto ou mistas.

$CIA = 1,15$  para obras em aço.

Então para o coeficiente de impacto e:

$$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA$$

$$Q = P \times 1,328 \times 1 = P \times 1,328$$

O coeficiente de impacto faz com que seja majorado em 32,8% o carregamento, ao qual será multiplicado pelo trem tipo simplificado depois de determinado.

Figura 14 – Aplicação do coeficiente de impacto

Vehicle Class Data

Vehicle Class Name: TB-45-32,8%

Define Vehicle Class

Vehicle Name	Scale Factor
TB-45	1,328
TB-45	1,328

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Fonte: do autor

## 8.2. Determinação do Trem-tipo final

Para cada seção de cálculo, são traçadas as linhas de influência de momento fletor e esforço cortante e, em seguida, e posicionado o trem-tipo calculado nas posições mais desfavoráveis, ou seja, nas posições que provocam os maiores esforços, obtendo-se assim as envoltórias de momento fletor e esforço cortante. Sendo a laje dimensionada para os valores dessas envoltórias, a resistência estará garantida para qualquer posição da carga móvel sobre o tabuleiro, uma vez que as solicitações correspondentes as estas posições particulares serão inferiores as que foram empregadas no dimensionamento.

## 8.3. Cargas devidas ao vento

A NBR-7187/2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e Concreto Protendido, especifica que se utilize para calcular a carga de vento o procedimento da NBR 6123/1988 – Forças devido ao Vento em Edificações.

Para o caso de edificações de formas usuais a NBR 6123/1988 considera o efeito do vento sobre uma edificação lançando mão de coeficientes simplificados determinando-se previamente as características do vento para a região a ser construída a edificação.

A velocidade básica do vento ( $V_0$ ), e a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo

aberto e plano. Esta velocidade pode ser determinada por meio de isopletas da velocidade básica do Brasil. No presente trabalho foi adotada a velocidade básica determinada através do mapa das isopletas de 45 m/s para a cidade de Cruzaltense – RS.

O fator topográfico ( $S_1$ ), leva em consideração as variações do relevo do terreno. De acordo com a norma, para terreno plano ou fracamente acidentado, situação a qual se encaixa a região a ser implantada a ponte, o fator topográfico ( $S_1$ ) deve ser adotado como 1,0.

O Fator de Rugosidade ( $S_2$ ) leva em consideração o efeito combinado da rugosidade do terreno, dimensões da edificação, altura sobre o terreno e tempo de duração do vento de projeto, que será comentado a seguir.

Em relação à rugosidade do terreno, as características encontradas no campo são mais compatíveis com a Categoria II da NBR 6123/1988, ou seja, terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. E não faz parte das categorias devendo ir ao Anexo A para a determinação do fator  $S_2$ , através de tabelas pois a obra possui dimensão maior que 80,0 m. Como a altura da ponte é de 6,1 m de altura e considerando o tempo de rajada de 5s, utilizando a tabela 22 da NBR 6123/1988 o valor para o coeficiente  $S_2$  é igual a 0,92.

O Fator Estatístico ( $S_3$ ), considera o grau de segurança e a vida útil da edificação. Para edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva, a norma adota um fator estatístico ( $S_3$ ) de 1,10.

#### **a) Velocidade característica do vento ( $V_k$ )**

A velocidade de projeto é determinada a partir dos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  e da velocidade básica do vento, conforme descrito a seguir.

$$V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

$$V_k = (45\text{m/s}) \times (1,00) \times (0,90) \times (1,10)$$

$$V_k = 44,55\text{m/s}$$

#### **b) Pressão dinâmica do vento ( $q$ )**

A pressão dinâmica do vento ( $q$ ) é determinada pela seguinte equação:

$$q = 0,613 \times (V_k)^2$$

$$q = 0,613 \times (44,55 \text{ m/s})^2$$

$$q = 1,22 \text{ kN/m}^2$$

### c) Força de arrasto ( $F_a$ )

A força de arrasto ( $F_a$ ) e a componente da força do vento na direção de incidência do mesmo, sendo assim uma força horizontal. Esta é determinada pela seguinte relação:

$$F_a = q \times C_a \times A (\text{kN/m})$$

Podendo ser simplificada pela seguinte relação:

$$F_a = q \times C_a \times L (\text{kN/m})$$

L = comprimento da ponte

Para a determinação do coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) segundo a NBR 6123/1988 calculam-se previamente as seguintes relações:

$$\frac{h}{L1} = \frac{L1}{L2}$$

Onde:

h e a altura de uma edificação acima do terreno;

L1 e a dimensão de referência na superfície frontal de uma edificação;

L2 e dimensão de uma edificação na direção do vento.

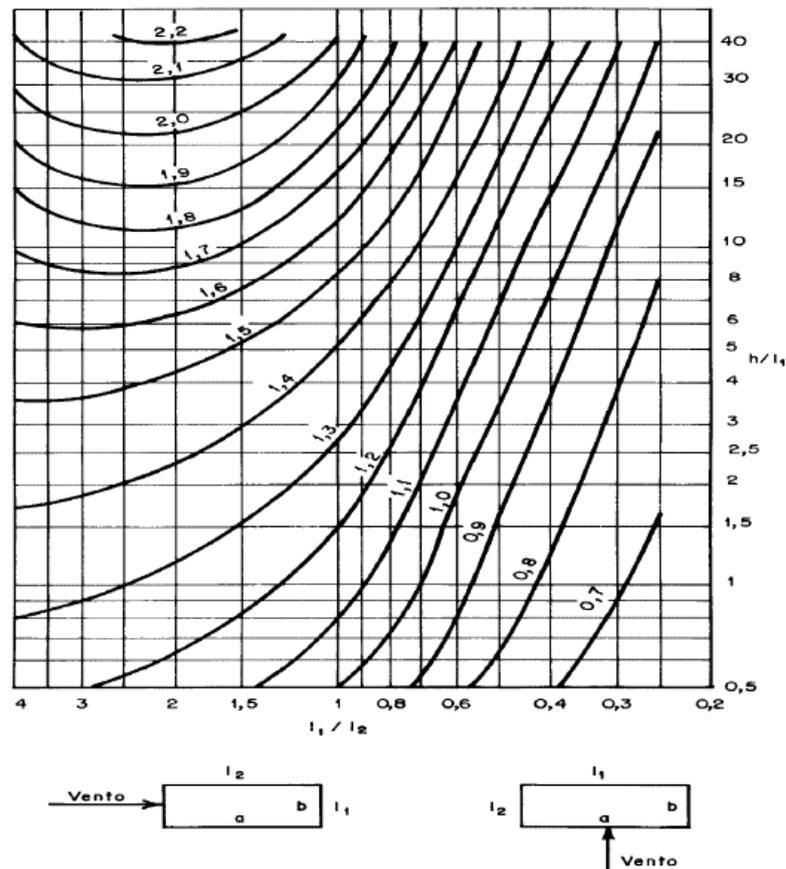
Então:

$$\frac{h}{L1} = \frac{6,1 \text{ m}}{8,2 \text{ m}} = 0,74$$

$$\frac{L1}{L2} = \frac{14,5 \text{ m}}{8,2 \text{ m}} = 1,76$$

Os valores obtidos das relações anteriores fornecem o coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) verificado no ábaco da Figura 4 da ABNT NBR 6123/1988, que se encontra ilustrado na figura a seguir.

Figura 15 – Coeficiente de arrasto,  $C_a$ .



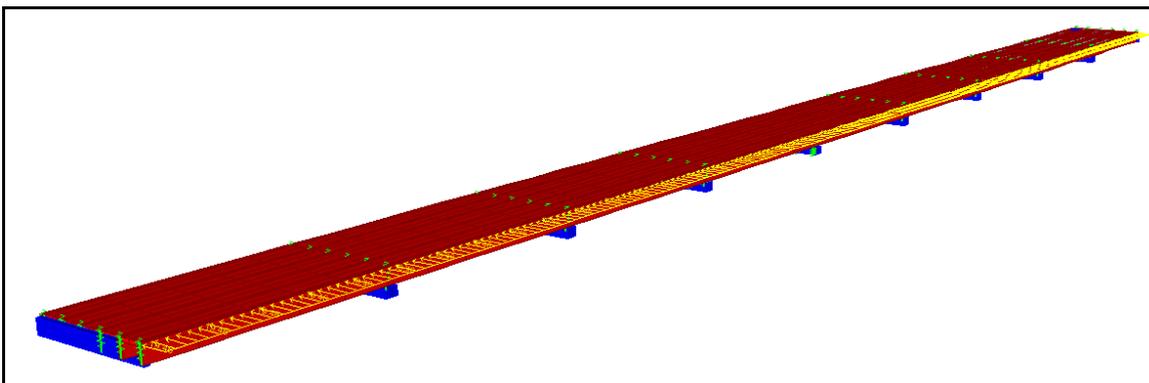
Fonte: NBR 6123/1988.

Para a relação  $h/L_1 = 0,74$  e  $L_1/L_2 = 1,76$ ; cruzando os valores no gráfico acima foi encontrado o  $C_a = 1,0$ . Assim é possível determinar a força de arrasto da estrutura. Pois se tratando de uma estrutura diferente de edifícios, deve-se considerar a dimensão dos vãos utilizados para que não ocorra erros nos esforços, a área de aplicação e a altura da longarina mais a laje ( $0,90\text{m} + 0,20\text{m}$ ) =  $1,10\text{m}$ . Sendo este carregamento aplicado na lateral da estrutura, como ela sendo simétrica e indiferente ao lado de aplicação.

$$F_a = 1,22\text{kN} / \text{m}^2 \times 1,0 \times (1,10\text{m} \times 14,5\text{m})$$

$$F_a = 19,46\text{kN} / \text{m}$$

Figura 16 - Esforço do vento lateral



Fonte: do autor

## 9. COMBINAÇÕES

Um carregamento é definido pela combinação das ações que tem probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação da segurança em relação aos estados limites último (ELU) e aos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

Contudo, no presente trabalho, só será realizada a verificação do estado limite último, não sendo, portanto, realizada qualquer verificação quanto ao estado limite de serviço ou utilização.

A norma brasileira NBR 8681/2003 fixa os requisitos exigíveis na verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil e estabelece as definições e os critérios de quantificação das ações e das resistências a serem consideradas no projeto das estruturas de edificações, quaisquer que sejam sua classe e destino, salvo os casos previstos em Normas Brasileiras específicas.

Neste projeto, as ações consideradas para a determinação dos efeitos mais desfavoráveis são o peso próprio da superestrutura, a carga móvel do trem-tipo máxima e mínima, e a carga de vento.

As tabelas a seguir foram extraídas da ABNT NBR 8681/2003, e delas foram verificados os coeficientes de ponderação e combinação das cargas presentes.

**a) Ações permanentes:** na Tabela 2 da ABNT NBR 8681/2003 e fornecido o valor do coeficiente de ponderação a considerar se, numa combinação, todas essas ações forem agrupadas.

Figura 17 – Coeficientes de ponderação (majorações) para cargas permanentes

**Tabela 1 — Ações permanentes diretas consideradas separadamente**

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,40	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,30	1,0

<sup>1)</sup> Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.  
<sup>2)</sup> Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Fonte: NBR 8681/2003

**b) Ações variáveis:** Tabela 5 da NBR 8681/2003 onde e fornecido o valor do coeficiente de ponderação a considerar se, numa combinação, todas essas ações forem agrupadas.

Figura 18 – Ações permanentes diretas agrupadas

Tabela 2 — Ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 <sup>3)</sup>	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 <sup>3)</sup>	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 <sup>3)</sup>	1,20	1,0

<sup>1)</sup> Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações.  
<sup>2)</sup> Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m<sup>2</sup>.  
<sup>3)</sup> Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m<sup>2</sup>.

Fonte: NBR 8681/2003.

Figura 19 - Coeficientes de ponderação (majorações) para cargas variáveis.

Tabela 4 — Ações variáveis consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas <sup>1)</sup>	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas <sup>1)</sup>	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

<sup>1)</sup> Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.

Fonte: NBR 8681/2003.

Figura 20 – Fatores para combinações e de redução

Ações	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2^{3), 4)}$
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>1)</sup>	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas <sup>2)</sup>	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
<sup>1)</sup> Edificações residenciais, de acesso restrito.			
<sup>2)</sup> Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
<sup>3)</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para $\psi_2$ o valor zero.			
<sup>4)</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução $\psi_2$ pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Fonte: NBR 8681/2003.

Sendo:

$F_d$  = Valor de cálculo das ações para combinação última;

$F_{gk}$  = ações permanentes diretas;

$F_{qk}$  = ações variáveis diretas, neste projeto apresentadas como  $F_{tb}$  para ações variáveis devidas a carga móvel do trem-tipo

$F_{wk}$  = ações do vento;

As combinações que serão analisadas serão as seguintes:

$$F_{d,1} = \sum_{j=1}^n (1,3 \times F_{gk}) + (1,5 \times F_{tb})$$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,3
DEAD	Linear Static	1,3
Carga Movel	Moving Load	1,5
Passeio	Linear Static	1,5
Guarda Rodas e Corpo	Linear Static	1,3

$$F_{d,2} = \sum_{j=1}^n (1,0 \times F_{gk}) + (1,4 \times F_{wk})$$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,
DEAD	Linear Static	1,
Vento	Linear Static	1,4
Guarda Rodas e Corpo	Linear Static	1,

$$F_{d,3} = \sum_{j=1}^n (1,3 \times F_{gk}) + (1,4 \times F_{wk}) + (0,7 \times 1,5 \times F_{tb})$$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,4
DEAD	Linear Static	1,4
Carga Movel	Moving Load	1,05
Passeio	Linear Static	1,05
Guarda Rodas e Corpo	Linear Static	1,4
Vento	Linear Static	1,4

$$F_{d,4} = \sum_{j=1}^n (1,3 \times F_{gk}) + (1,4 \times F_{wk}) + (1,5 \times F_{tb})$$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,3
DEAD	Linear Static	1,3
Carga Movel	Moving Load	1,5
Passeio	Linear Static	1,5
Guarda Rodas e Corpo	Linear Static	1,3
Vento	Linear Static	1,4

## 10. DIMENSIONAMENTO DA LAJE

Conforme visto anteriormente, a NBR 7187/2003 determina que a espessura  $h$  para lajes maciças destinadas a passagem de trafego rodoviário seja de no mínimo 15 cm. Para a estrutura foi adotada espessura de laje  $h$  de 20 cm total.

A resistência característica a compressão do concreto e estabelecida em  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  e o cobrimento nominal das armaduras e 2,0 cm, atendendo as exigências da NBR 6118/2014.

As lajes da ponte a ser dimensionada são classificadas como armada em uma só direção por serem apoiadas em sua menor dimensão. De posse desta informação e dos momentos máximos obtidos em cada ponto, faz-se o dimensionamento das lajes. Serão utilizadas treliças prontas para a fabricação das vigotas, onde já especificado no memorial descritivo, elas são formadas por aço CA-60.

Pela equação a seguir e obtida à altura da linha neutra das lajes:

$$x = 1,25 \times d \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times b_w \times d^2 \times f_{cd}}} \right]$$

Sendo:

$M_d$  = momento fletor de cálculo;

$b_w$  = largura unitária da laje (1 metro);

$f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto a compressão.  $F_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

$f_{yd}$  = resistência ao escoamento do aço de armadura passiva.  $F_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$

Assim os valores de resistência característico dos materiais ficam:

$$F_{cd} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,4} = 17,86 \text{ MPa} = 1,79 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$F_{yd} = \frac{600 \text{ MPa}}{1,15} = 521,74 \text{ MPa} = 52,17 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$d = 20 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 17,5 \text{ cm}$$

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

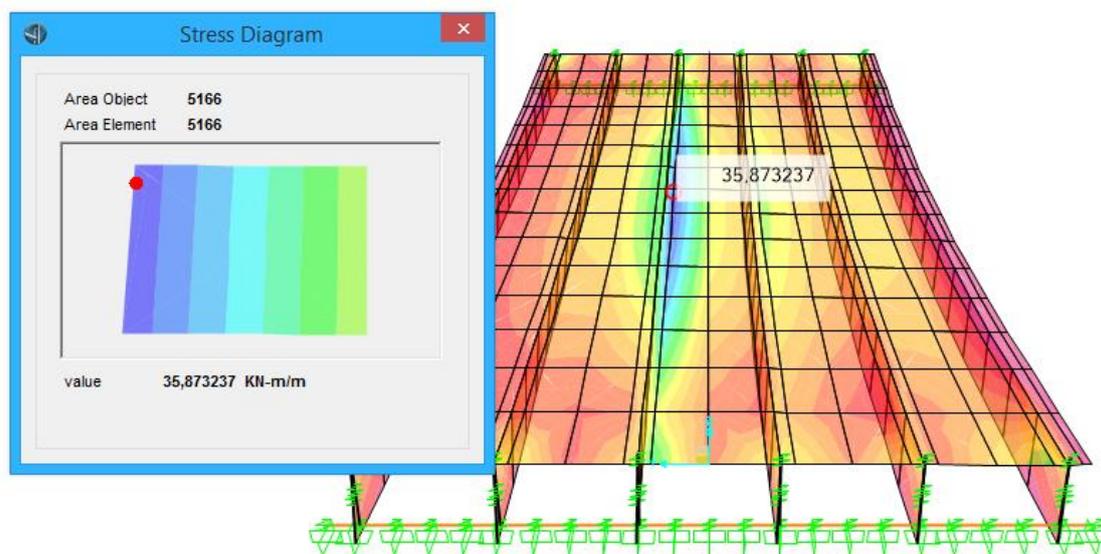
De acordo com a NBR 6118/2014, para melhorar a ductilidade das estruturas nas regiões de apoio das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais, mesmo quando não forem feitas redistribuições de esforços solicitantes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- $\frac{x}{d} \leq 0,50$  - Para concretos com  $f_{ck} \leq 35$  MPa;
- $\frac{x}{d} \leq 0,40$  - Para concretos com  $f_{ck} > 35$  MPa

### 10.1. Cálculos das armaduras das lajes

Os esforços críticos que a laje está sendo solicitada segue abaixo:

Figura 21- Esforços na Laje



### 10.2. Detalhe cálculo das armaduras da laje

Sendo o esforço:

$$M_d = 3.587,32 \text{ kN.cm}$$

#### a) Posição da linha neutra

$$x = 1,25 \times 17,5 \text{ cm} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{3.587,32 \text{ kN.cm}}{0,425 \times 100 \text{ cm} \times (17,5 \text{ cm})^2 \times 1,79 \text{ kN / cm}^2}} \right]$$

$$x = 1,76 \text{ cm}$$

**b) Verificação da ductilidade**

$$\frac{1,76cm}{17,5cm} \leq 0,5 = 0,1 \leq 0,50$$

**c) Cálculo da armadura**

$$A_s = \frac{0,68 \times bw \times f_{cd} \times x}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,68 \times 100cm \times 1,79kN/cm^2 \times 1,76cm}{52,17kN/cm^2} = 4,09cm^2/m$$

**d) Cálculo da armadura mínima**

$$A_{s \min} = 0,15\% \times AC$$

$$A_{s \min} = 0,15\% \times (20cm \times 100cm)$$

$$A_{s \min} = 3,00cm^2/m$$

**e) Cálculo do espaçamento máximo entre as barras da armadura principal**

$$Espaçamento_{máx} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2h \\ 20cm \end{array} \right\} = \frac{2 \times 20cm}{20cm} = 40cm$$

$$Espaçamento_{máx} = 20cm$$

**f) Cálculo da armadura de distribuição**

$$A_{s \text{dist}} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{5} \times A_s \\ 0,9cm^2/m \\ 0,5A_{s \min} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{5} \times 4,09cm^2 = 0,82cm^2/m \\ 0,9cm^2/m \\ 0,5 \times 3,00cm^2 = 1,50cm^2/m \end{array} \right.$$

$$A_{s \text{dist}} = 1,50cm^2/m$$

**g) Cálculo do espaçamento entre as barras da armadura de distribuição**

$$Espaçamento \leq 3barras/metro$$

$$Espaceamento \leq 0,33cm$$

#### h) Armadura adotada

Armadura Principal:

$$A_s = 4,31cm^2 / m$$

Espaceamento máximo = 20cm

Como referência foi utilizado o catalogo da gerdau para a determinação da treliça utilizada, será adotado como armadura os perfis treliçados de classe TG 12 R com as seguintes características

Figura 22 - Catalogo de treliças para vigotas

Designação Gerdau	Designação	Peso (kg/m)	Altura (cm)	Banzo superior (mm)	Diagonal (mm)	Banzo inferior (mm)
TG 12 M	TR 12645	0,886	12	6,0	4,2	5,0
TG 12 R	TR 12646	1,016	12	6,0	4,2	6,0
TG 16 L	TR 16745	1,032	16	7,0	4,2	5,0
TG 16 R	TR 16746	1,168	16	7,0	4,2	6,0
TG 20 L	TR 20745	1,111	20	7,0	4,2	5,0

Assim a armadura adotada terá 5,00cm<sup>2</sup>/m atendendo o mínimo necessário, os detalhes estão nas plantas de ferragem da laje

Para a armadura de distribuição pela facilidade de execução em obra será utilizada a tela soldada do tipo Q 196, constituída por aço CA-60 com espaçamento de 10 x 10 cm com barras de 5,0mm em ambas as direções, chegando a 1,96 cm<sup>2</sup>/m em cada direção.

Armadura de distribuição:

$$A_{Sdist} = 1,50cm^2 / m$$

Espaceamento máximo: 33cm

Armadura Adotada: tela Q 196 com Ø5,00mm c/ 10,00 cm com aço CA-60. A armadura adotada tem uma área de aço de 1,96 cm<sup>2</sup>

Para os locais onde a transição entre as longarinas na parte do apoio, para que não ocorra fissuração do concreto e por pequenos esforços que venham a ocorrer deverá ser utilizada:

Armadura: barras de  $\varnothing 6,3\text{mm}$ , aço CA-50 de comprimento de 3,0 m, sendo 1,5m para cada lado espaçadas a cada 30 cm. Aplicada sobre a tela soldada de distribuição.

Mais detalhes do posicionamento e características das armaduras estão descritos nas plantas de ferragem da laje.

## **11. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS PRINCIPAIS (LONGARINAS)**

Em um piso de concreto armado apoiado em contornos de vigas, as lajes e as vigas são monolíticas, ou seja, trabalham simultaneamente, no entanto para fins práticos de cálculo estrutural considera-se a princípio que os elementos trabalham independentemente. A NBR 6118/2014 recomenda que se considere a contribuição das lajes nas vigas, por meio da utilização de larguras colaborantes. Tal metodologia é útil no sentido de que se reconhece que as lajes absorvem as solicitações internas e externas nas vigas, bem como os deslocamentos.

Para iniciar o dimensionamento de uma determinada viga deve-se saber se está trabalhando como uma viga T ou retangular, no entanto a priori não se sabe a altura na linha neutra, assim parte-se do pressuposto que a linha neutra está na mesa da viga, ou seja, considera-se a princípio que a viga trabalha como retangular.

Conforme visto anteriormente, a NBR 7187/2003 determina que as vigas de seção retangular e as nervuras das vigas de seção T, duplo T ou celular concretadas no local não devem ter largura de alma  $b_w$  menor do que 20 cm. Para o projeto foi adotado  $b_w = 30$  cm.

A resistência característica a compressão do concreto é estabelecida em  $F_{ck} = 35$  MPa e o cobrimento nominal das armaduras é 2,5 cm, atendendo as exigências da NBR 6118/2014.

### 11.1. Combinações das cargas atuantes sobre as longarinas

A seguir são descritas as combinações de cargas atuantes sobre todas as longarinas. As longarinas foram divididas em partes de 4 metros para se ter um melhor aproveitamento das armaduras durante toda a sua seção e assim chegando a sua melhor utilização, como o tabuleiro não possui distribuição de carga sobre a sua seção simétrica, todas as longarinas terão a mesma configuração de armaduras, sendo assim as 6 longarinas serão iguais para que não ocorra erro na colocação ou fabricação.

Os máximos valores encontrados para as longarinas estão descritos abaixo:

Figura 23 – Maior esforço no centro do vão, inferior.

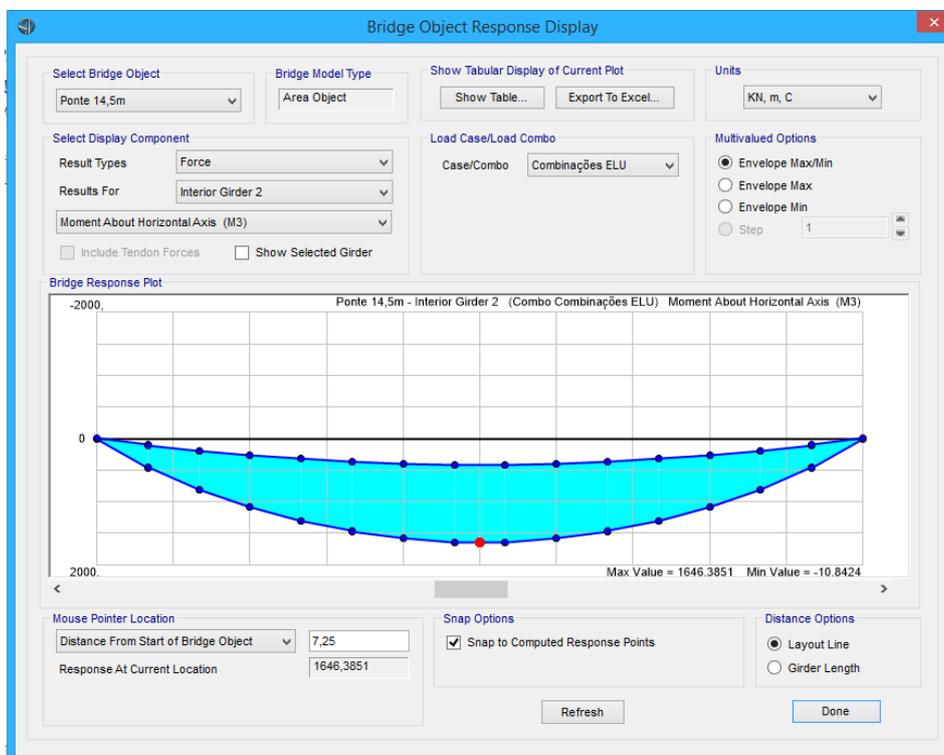


Figura 24 – Maior esforço no centro do vão, superior.

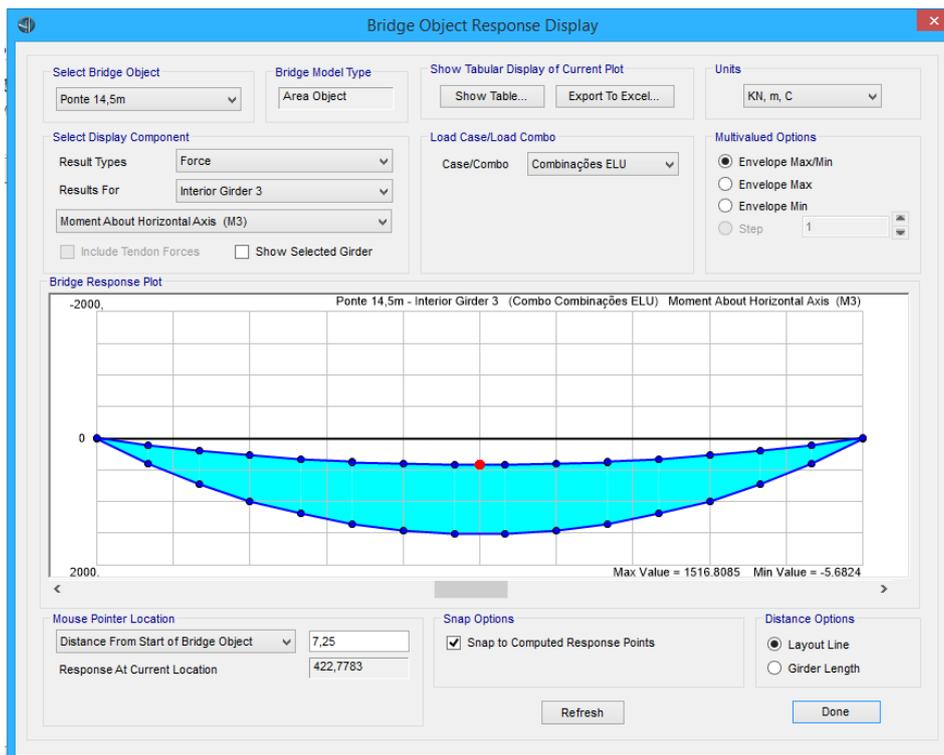
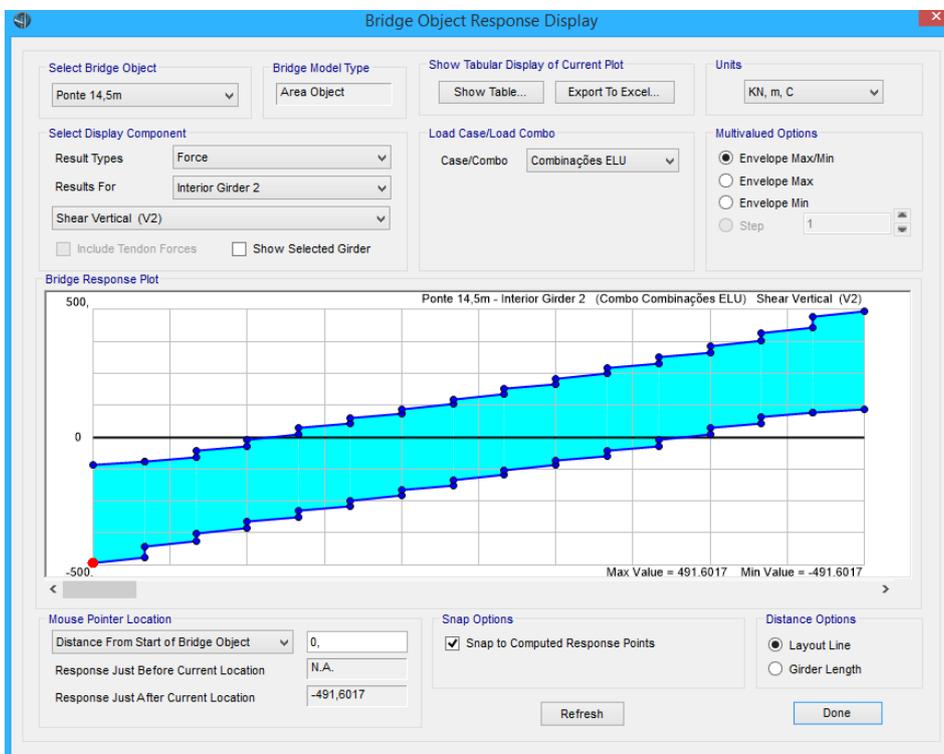


Figura 25- Esforço cortante seção total



Esforços detalhados para os momentos positivos e negativos, e esforço cortante para as longarinas.

Figura 26 - Resumo de esforços na longarina

Longarinas	Distância	Maiores Valores para combinações ELU		
		Q (kN)	M positivo (kN.cm)	M Negativo (kN.cm)
1 = 2 = 3 = 4 = 5 = 6	0m-2m	491,61	81.559,74	19.242,11
	2m-4m	409,62	130.154,59	27.133,72
	4m-6m	313,29	158.663,78	40.786,55
	6m-7,25m	189,44	164.638,51	42.277,83

## 11.2. Dimensionamento das Longarinas

Como as longarinas são solidarizadas junto a laje a NBR 6118/2014, indica que podem ser dimensionadas verificando-as como vigas T, mesmo ela sendo uma viga retangular a laje recebe uma parcela do carregamento quando distribuídos para as longarinas, melhorando assim o desempenho e a diminuição do esforço fletor. A metodologia de cálculo esta apresentada no livro Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado de Roberto Carvalho e Jasson Filho.

A resistência característica a compressão do concreto e estabelecida em  $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$  e o cobrimento nominal das armaduras e 2,5 cm, atendendo as exigências da NBR 6118/2014.

Sendo:

$M_d$  = momento fletor de cálculo;

$b_w$  = largura da longarina;

$b_f$  = largura da mesa colaborante;

$d$  = altura do centro de gravidade da armadura inferior até a fibra mais afastada

$f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto a compressão.  $F_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

$f_{yd}$  = resistência ao escoamento do aço de armadura passiva.  $F_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$

Assim os valores de resistência característico dos materiais ficam:

$$F_{cd} = \frac{35 \text{ MPa}}{1,4} = 25,00 \text{ MPa} = 2,50 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$F_{yd} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} = 43,5 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$d = 90 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 86 \text{ cm}$$

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

$$b_f = 50\text{cm}$$

De acordo com a NBR 6118/2014, para melhorar a ductilidade das estruturas nas regiões de apoio das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais, mesmo quando não forem feitas redistribuições de esforços solicitantes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

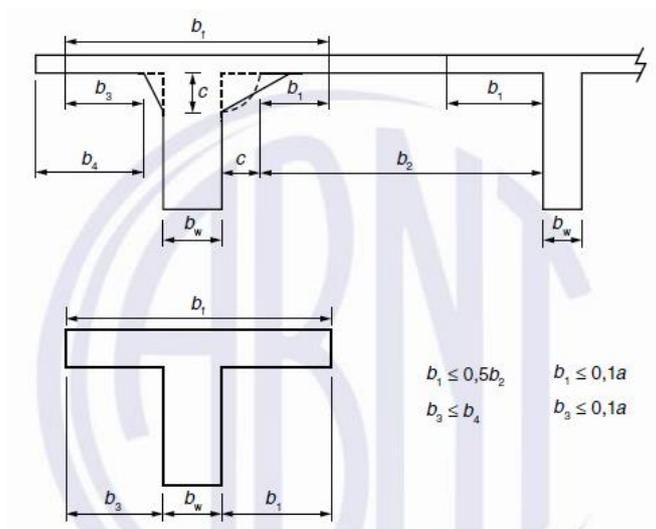
- $\frac{x}{d} \leq 0,50$  - Para concretos com  $f_{ck} \leq 35$  MPa;
- $\frac{x}{d} \leq 0,40$  - Para concretos com  $f_{ck} > 35$  MPa

Será representado o cálculo do trecho da longarina do trecho de 6m – 7,25m e os demais serão apresentados em uma planilha para simplificação do memorial.

Dimensionamento da longarina mais carregada para o momento positivo de 164.638,51 kN.cm a qual irá trabalhar como viga e depois ao momento negativo de 42.277,83 kN.cm que trabalha como viga retangular normal. Como o modelo de viga utilizado e biapoiada não há problema nos apoios de esforços elevados negativo assim a armadura determinada irá suportar estes esforços.

Segundo a NBR 6118/2014 no item 14.6.2.2, a determinação da mesa colaborando para a viga T, para vigas simplesmente apoiada o valor de  $a = l$  ( $l =$  vão de apoios 14,5 m).

Figura 27 – Característica da seção T.



$$b_3 \leq \left[ \frac{b_4}{0,10a} \right] = b_3 \leq \left[ \frac{10cm}{0,10 \times 1450cm} \right] = b_3 \leq \left[ \frac{10cm}{145cm} \right]$$

$$b_1 \leq 0,5b_2 = b_1 \leq 0,5 \times 124cm = 62cm$$

Como a vigas nas bordas a única condição que satisfaz ao item e o valor de  $b_3 = 10$  cm, o valor para  $b_1 = 62$  cm e o valor da  $b_w = 30$  cm, assim o tamanho da mesa colaborante e de 102,0 cm.

O tamanho  $d = 110,0$  cm – 4 cm = 106,0 cm, como parte da viga fica fixada dentro da laje ela irá possuir 90 cm da altura da viga mais 20 cm da altura da laje, sendo o centro de gravidade hipotético da longarina está a 4 cm da parte mais baixa deste ponto até a fibra mais afastada será de 106 cm.

#### a) Posição da linha neutra

Supondo que a linha neutra está na mesa da viga (seção retangular). Assim o  $b_w$  utilizado e de 102,0 cm.

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{1.646,38kN.m}{1,02 \times 1,06^2 \times 25.000} = 0,057$$

Verificando o Quadro 3.1, da bibliográfica utilizada

$$KMD = 0,057 = 0,06$$

$$KX = 0,0916$$

$$x = KX \times d = 0,0916 \times 1,06m = 0,097m = 9,70cm$$

$x < h_f = 9,70cm < 20cm$  - A hipótese adotada e válida a linha neutra está na mesa

#### b) Cálculo da armadura

$KZ = 0,9665$  e o aço trabalha a 10<sup>0</sup>/<sub>00</sub>, assim o  $f_s = f_{yd}$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \times d \times f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{1.646,38kN.m}{0,9665 \times 1,06 \times 43,48} = 36,96cm^2$$

**c) Cálculo da armadura mínima**

$$A_{S \text{ min}} = 0,15\% \times AC$$

$$A_{S \text{ min}} = 0,15\% \times (30\text{cm} \times 90\text{cm})$$

$$A_{S \text{ min}} = 4,05\text{cm}^2$$

**d) Cálculo da armadura de pele**

Conforme a NBR 6118/2014, a armadura mínima lateral deve ser 0,10%  $A_{c,alma}$  em cada face e composta por barras de aderência com espaçamento não maior que 20 cm (Item 17.3.5.2.3 da norma).

$$A_{c,alma} = b_w \times h = 30\text{cm} \times 90\text{cm} = 2.700,00\text{cm}^2$$

$$A_{S_{pele}} = \frac{0,10}{100} \times A_{c,alma} = \frac{0,10}{100} \times 2.700,00\text{cm}^2 = 2,70\text{cm}^2$$

Em cada face

**e) Armadura adotada**

Armadura Principal:

$$A_s = 36,96\text{cm}^2$$

Armadura adotada 8 barras de  $\varnothing$  25,0mm

A armadura adotada tem uma área de aço de 39,27  $\text{cm}^2$

Armadura de Pele:

$$A_{S_{pele}} = 2,70\text{cm}^2$$

Espaçamento máximo: 20 cm

Armadura adotada: 2 barras de  $\varnothing$  12,5 mm, A armadura adotada tem uma área de aço de 2,50  $\text{cm}^2$

**11.3. Dimensionamento ao cisalhamento**

Sendo:

$V_{sd}$  = força cortante solicitante de cálculo

$V_{Rd2}$  = força cortante resistente de cálculo, relativa a ruína da biela (no modelo I, item 17.4.2.2 da NBR 6118/2014).

$V_{Rd3}$  = força cortante resistente de cálculo, relativa a ruína por tração diagonal

$V_c$  = parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça (resistência ao cisalhamento da seção sem armadura transversal)

$V_{sw}$  = parcela da força absorvida pela armadura transversal

$A_{sw}$  = área de todos os ramos da armadura transversal

$s$  = espaçamento da armadura transversal

$f_{ywd}$  = tensão na armadura transversal

$f_{yk}$  = resistência característica de escoamento da armadura transversal

$\alpha$  = ângulo de inclinação da armadura transversal ( $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ )

### a) Verificação das bielas de concreto comprimidas

Independente da taxa de armadura transversal deve ser verificada a condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

A força solicitante de cálculo e obtida por:

$$V_{sd} = 491,61 \text{ kN}$$

A força cortante resistente de cálculo e obtida por:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$\alpha_{v2} = \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ Para } f_{ck} \text{ em MPa}$$

Sendo  $V_{sd} = 491,61 \text{ kN}$

$$\alpha_{v2} = \left( 1 - \frac{35}{250} \right) = 0,86$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,86 \times 25,0 \text{ MPa} \times 0,30 \text{ m} \times 0,86 \text{ m}$$

$$V_{Rd2} = 1,498 \text{ MN} = 1498,00 \text{ kN}$$

Então:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$491,61 \text{ kN} \leq 1498,00 \text{ kN}$$

### b) Cálculo da armadura transversal

Além da verificação da compressão na biela, deve ser satisfeita a condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

No cálculo da armadura transversal considera-se  $V_{Rd3} = V_{sd}$ , resultando:

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

#### Determinação $V_c$

Para modelo I, na flexão simples do item 17.4.2.2.b da NBR 6118/2014:

$$F_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \times \sqrt[3]{35^2} = 3,21 \text{MPa}$$

$$F_{ctk, \text{inf}} = 0,7 \times F_{ctm} = 0,7 \times 3,21 \text{MPa} = 2,25 \text{MPa}$$

$$F_{ctd} = \frac{F_{ctk, \text{inf}}}{\gamma_c} = \frac{2,25 \text{MPa}}{1,4} = 1,61 \text{MPa}$$

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,6 \times 1,61 \text{MPa} \times 0,30 \text{m} \times 0,86 \text{m}$$

$$V_c = 249,23 \text{kN}$$

Então:

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

$$V_{sw} = 491,61 \text{kN} - 249,23 \text{kN} = 242,38 \text{kN}$$

#### Cálculo da armadura transversal

De acordo com o modelo I (item 17.4.2.2 da NBR 6118, 2014):

$$a_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 \times d \times F_{ywd}}$$

$$a_{sw} = \frac{242,38 \text{kN}}{0,9 \times 0,86 \text{m} \times 52,18 \text{kN} / \text{m}^2} = 6,00 \text{cm}^2 / \text{m}$$

### c) Cálculo da armadura transversal mínima

Para garantir ductilidade a ruína por cisalhamento, a armadura transversal deve ser suficiente para suportar o esforço de tração resistido pelo concreto na alma, antes da formação de fissuras de cisalhamento.

Segundo o item 17.4.1.1.1 da ABNT NBR 6118/2014, a armadura transversal mínima deve ser constituída por estribos, com taxa geométrica:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times (\text{sen}\alpha)} \geq 0,2 \times \frac{f_{ct, m}}{f_{ywk}}$$

AÇO	CONCRETO						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA-25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568	0,2807	0,3036	0,3257
CA-50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284	0,1404	0,1580	0,1629
CA-60	0,0737	0,0855	0,0965	0,1070	0,1170	0,1265	0,1357

Pela tabela -  $\rho_{sw} = 0,107$

$$a_{sw, \min} = \frac{A_{sw}}{s} = \rho_{sw, \min} \times b_w$$

$$a_{sw, \min} = \frac{A_{sw}}{s} = 0,1070 \times 30\text{cm} = 3,21\text{cm}^2 / m$$

### d) Força cortante relativa à taxa mínima

A força cortante solicitante  $V_{sd, \min}$  relativa a taxa mínima e dada por:

$$V_{sw, \min} = \rho_{sw, \min} \times 0,9 \times b_w \times d \times F_{ywd}$$

$$V_{sw, \min} = 0,1070 \times 0,9 \times 0,30\text{m} \times 0,86\text{m} \times 52,18\text{MPa}$$

$$V_{sw, \min} = 129,64\text{kN}$$

$$V_{sd, \min} = V_c + V_{sw, \min}$$

$$V_{sd, \min} = 249,23\text{kN} + 129,64\text{kN} = 378,87\text{kN}$$

### e) Detalhamento dos estribos

Apresentam-se as prescrições indicadas na ABNT NBR 6118/2014, item 8.3.3.2:

$$\phi_{estribo} \leq \left\{ \begin{array}{l} \geq 5,0mm \\ \leq \frac{1}{10} b_w \end{array} \right\} = \frac{\geq 5,0mm}{\leq \frac{1}{10} \times 300mm = 30,00mm}$$

Como a área de aço obtida foi de:

$$a_{sw} = 6,00cm^2 / m$$

Deve-se dividir a seção de aço obtida pelo número de ramos do estribo, que neste caso é 2. Então:

$$a_{sw} = \frac{6,00cm^2 / m}{2} = 3,00cm^2 / m$$

Como a seção de longarinas são moldadas por três peças de estribos para a sua montagem será adotada:  $\phi$  6,00 c/12,5 cm (área de aço correspondente = 2,26 cm<sup>2</sup>/m) para os estribos maiores, mais a parcela dos estribos menores que é de 1,40cm<sup>2</sup>/m, assim possuindo 3,66cm<sup>2</sup>/m essa armadura será adotada para todas as longarinas.

#### f) Espaçamento longitudinal mínimo e máximo

O espaçamento mínimo entre estribos, na direção longitudinal da viga, deve ser suficiente para a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento. Para que não ocorra ruptura por cisalhamento nas seções entre os estribos, o espaçamento máximo deve atender as seguintes condições:

$$V_{sd} \leq 0,67 \times V_{Rd2} \rightarrow S_{\max} = 0,6 \times d \leq 30cm$$

$$V_{sd} > 0,67 \times V_{Rd2} \rightarrow S_{\max} = 0,3 \times d \leq 20cm$$

$$491,61 \leq 0,67 \times 1.498,00 \rightarrow 491,61 \leq 1.003,66$$

$$S_{\max} = 0,6 \times 86cm \leq 30cm$$

$$S_{\max} = 51,6cm \leq 30cm$$

Como o valor de 51,6 cm foi maior o valor adotado deve ser de 30cm, assim a dimensão adotada está dentro dos valores.

Os detalhes de cada longarina com as suas respectivas armaduras estão descritos na prancha das ferragens das longarinas.

Todas as longarinas terão as mesmas características, para que não ocorra problemas na execução ou possível troca de local na hora da colocação.

## 12. CÁLCULO DA ARMADURA NEGATIVA DAS LONGARINAS

Abaixo os cálculos das longarinas externas e para cada trecho de seção e os trechos das longarinas internas.

Longarinas 1 = 2 = 3 = 4 = 5 = 6

CONCRETO ARMADO FLEXÃO/SIMPLES - VIGA					
<b>Propriedades dos Materiais</b>		0m-2m	2m-4m	4m-6m	6m-7,25m
fck	MPa	35	35	35	35
fyk	MPa	500	500	500	500
fcd	MPa	25,00	25,00	25,00	25,00
fyd	MPa	434,78	434,78	434,78	434,78
<b>Propriedades da seção</b>		0m-2m	2m-4m	4m-6m	6m-7,25m
bw	cm	30,00	30,00	30,00	30,00
h	cm	90,00	90,00	90,00	90,00
bf	cm	0,00	0,00	0,00	0,00
hf	cm	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Armadura sugerida</b>					
CG barras	cm	4	4	4	4
Número de camadas		2	2	2	2
<b>DIMENSIONAMENTO FLEXÃO - Armadura Superior</b>					
		0m-2m	2m-4m	4m-6m	6m-7,25m
Md	KN.cm	19.242,11	27.133,72	40.786,55	42.277,83
d	cm	86,00	86,00	86,00	86,00
x	cm	<b>4,48</b>	<b>6,38</b>	<b>9,74</b>	<b>10,12</b>
X2,3	cm	22,27	22,27	22,27	22,27
X3,4	cm	54,18	54,18	54,18	54,18
		OK	OK	OK	OK
AS	cm <sup>2</sup>	<b>5,26</b>	<b>7,48</b>	<b>11,43</b>	<b>11,87</b>
ASmin	cm <sup>2</sup>	4,05	4,05	4,05	4,05
ASmax	cm <sup>2</sup>	108,00	108,00	108,00	108,00

Tabela Resumo, melhores detalhes na planta de ferragem das longarinas.

Seção		As Calculado	As Adotado	Ferragem adotada
0m-1,35m	Positiva	17,86 cm <sup>2</sup>	19,63 cm <sup>2</sup>	4 ferros de 25mm
	Negativa	5,26 cm <sup>2</sup>	8,00 cm <sup>2</sup>	4 ferros de 16mm
1,35m-7,25m	Positiva	36,98 cm <sup>2</sup>	39,27 cm <sup>2</sup>	8 ferros de 25mm
	Negativa	11,87 cm <sup>2</sup>	16,08 cm <sup>2</sup>	8 ferros de 16mm
Os estribos utilizados para toda a extensão da viga e de 6,0mm c/12,5cm - aço CA-60 E duas barras de $\varnothing$ 12,5mm por toda a extensão da longarina nos estribos que se fixam na laje				

### 13. DEFINIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL - INFRAESTRUTURA

O comprimento total da ponte e de 130,5 metros divididos em 9 vãos menores de 14,50 m, através de vigas biapoiada as externas apoiadas sobre as cortinas e as demais apoiadas sobre pórticos formados por pilares circulares e transversinas. A seção transversal e composta por seis longarinas pré-moldadas espaçadas igualmente entre si, com dimensões de 0,30 m de base e 0,9 m de altura. As longarinas que forem apoiadas sobre a cortina e onde será executada uma transversina de ligação sobre como demonstrada no decorrer deste memorial.

A infraestrutura e mesoestrutura das pontes em viga são formados pelos seguintes elementos estruturais que serão dimensionados no decorrer deste projeto:

- Cortina de concreto armado, cuja fundação e servir de contenção dos aterros de entrada, pressões de água em enchentes e apoiar as longarinas.
- Sapata Corrida, tem a função de apoiar a cortina e transmitir os esforços para o solo/rocha através de pinos fixados dentro da rocha.
- Bloco de fundação, apoio principal dos pórticos de apoio dos vãos intermediários, ligando os pilares com as fundações em pinos fixados a rocha.
- Pilares circulares, apoios de transferência dos esforços dos pórticos.
- Transversina intermediária, função de travamento dos pilares de apoio dos pórticos.

- Transversina de apoio, terá a função de apoiar as longarinas e transferir os esforços para o pórtico e fundação.

Esta opção foi tomada para não trabalhar com longarinas tão grandes ficando assim muito difícil a execução da estrutura completa. A opção dos pórticos foi escolhida para ter uma estrutura solida de transferência de carga e suportar os grandes esforços da correnteza do fluxo do rio.

O modelo da ponte com suas dimensões está na prancha da planta baixa, assim como o detalhe de todos os elementos.

## **14. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO**

### **14.1. Dimensões dos elementos**

As dimensões da cortina serão de 30 cm de espessura por toda sua extensão, formada por uma cortina principal e por alas laterais inclinadas para suportar o peso do aterro e as ações que ocorrem devido ao aumento da lamina de água, servindo de proteção o macio de solo de entrada da ponte.

A Sapata Corrida elemento de fundação que faz a ligação entre a cortina e as fundações formadas por pinos concretados dentro da rocha, terá dimensões de 60 cm de altura por 120 cm de base.

As fundações em rocha serão constituídas por pinos de aço concretados dentro da rocha com uma profundidade média de 3,0m, por um furo de 46mm e por pinos de 20,0 mm de diâmetro formado por aço CA-50, espaçados conforme definidos na planta de locação dos pinos.

Os pórticos de apoio dos vãos das pontes são formados por:

**Bloco de Fundação:** Os blocos de fundação são os elementos de ligação entre os pilares e os pinos fixados na rocha. As dimensões dos blocos de fundação terão 55 cm de altura por 110 cm de largura.

**Pilares:** serão executados 3 linhas de pilares de 60 cm de diâmetro para apoio das transversinas, cada lance de pilar terá 1,625 m de altura

**Transversinas:** serão executadas duas transversinas nos pórticos, a transversina intermédia terá a função de travamento dos pilares e apoio do segundo lance de pilares, com as dimensões de 50 cm de altura e 60 cm de largura. A transversina de apoio terá a função de apoiar as longarinas e suportar a viga de ligação entre longarinas, com as dimensões de 70 cm de altura e 60 cm de largura.

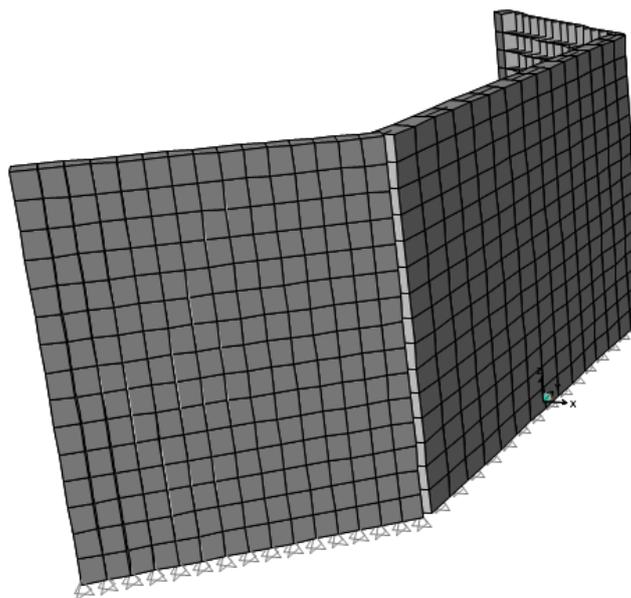
As fundações dos pórticos também serão feitas através de pinos de aço concretados dentro da rocha com uma profundidade média de 3,0m, por um furo de 46mm e por pinos de 20,0 mm de diâmetro formado por aço CA-50, e sendo ancorados a 25 cm dentro do bloco de fundação.

## 15. MODELO DE ESTRUTURAL DE CÁLCULO

### 15.1. Cortina de contenção e Sapata corrida

Segue o modelo estrutural utilizado para determinação das ações na cortina e na sapata corrida através dos modelos gerados no software sap2000, o modelo gerado em 3d possui um melhor arranjo estrutura onde se consegue utilizar todas as propriedades das seções em conjunto, assim chegando ao mais próximo do comportamento real da estrutura.

Figura 28 – Execução da cortina discretizada



## 16. AÇÕES PERMANENTES

### 16.1. Peso próprio dos elementos estruturais

Sendo, segundo as normas NBR 7187/2003 e NBR 6118/2014, o peso específico do concreto armado  $\gamma_c$  igual a 25 kN/m<sup>3</sup>, é o próprio software determina o peso de todos os elementos determinados, assim não precisando determinados individualmente.

## 16.2. Peso próprio das longarinas

Com o modelo do tabuleiro pronto e com seus elementos e carregamentos definidos, foi utilizada as reações sobre a cortina para representa-las, outra opção tomada foi de não utilizar as longarinas com travamento mesmo isso ocorrendo após todo o conjunto montado, essa decisão foi tomara parar gerar uma pior condição as cortinas podendo assim ter a resistência necessária, indo assim a favor da segurança.

## 16.3. Peso próprio da transversina de fechamento

Para a transversina de fechamento que faz a ligação entre as longarinas foi lançado o carregamento do peso próprio sobre a cortina.

## 17. AÇÕES VARIÁVEIS

### 17.1. Carregamento do aterro

Para a determinação do efeito que o aterro causa sobre a cortina e o bloco corrido foi usado as seguintes condições:

Para o peso característico do solo foi utilizado 18,0 kN/m<sup>3</sup> valor típico dos solos basálticos  $\Phi = 30^\circ$ , para solos em favor da segurança. A altura da cortina de contenção e de 4,4 m.

Empuxo de terra:

$$P = k_a \times \gamma s \times h$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 30^\circ = 0,33$$

$$P = 0,33 \times 18,0 \text{ kN} / \text{m}^3 \times 4,4 \text{ m}$$

$$P = 26,14 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ - Carregamento triangular}$$

$$P = 26,14 \text{ kN} / \text{m}^2$$

O veículo exerce sobre o terreno pressão dada por:

$$q_v = \left( \frac{450}{3 \times 6} \right) = 25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q = \frac{q_v \times 3 + q \times (b - 3)}{b}$$

Sendo:

$$b = 9,0 \text{ m}$$

$$q = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \frac{(25 \times 3) + 5 \times (9 - 3)}{9} = 10,0 \text{ kN / m}^2$$

Assim será calculada a altura equivalente a pressão exercida sobre o solo:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma_{\text{solo}}} = \frac{10,0 \text{ kN / m}^2}{18,0 \text{ kN / m}^3} = 0,56 \text{ m}$$

$$\Delta P = 6 \times h_0 = 6 \text{ kN / m}^3 \times 0,56 \text{ m} = 3,36 \text{ kN / m}^2 \text{ - Carregamento distribuído}$$

## 17.2. Reações das longarinas sobre a cortina

Como a estrutura está sendo dimensionada separada da superestrutura se faz necessário a utilização das reações obtidas nos apoios das longarinas. Os valores de obtidos nos apoios são:

Figura 29 – Reações nos Apoios

TABLE: Reações de Apoio					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	Eixo Z	Eixo X
Text	Text	Text	Text	KN	KN
2	Combinações ELU	Combination	Max	422,98	139,78
3	Combinações ELU	Combination	Max	437,98	119,31
4	Combinações ELU	Combination	Max	388,92	82,86
5	Combinações ELU	Combination	Max	216,69	99,71
6	Combinações ELU	Combination	Max	186,40	20,47
7	Combinações ELU	Combination	Max	175,88	-0,37

O valor a ser utilizado será de 437,98 kN, não necessário ser utilizado ser majorado pois já estarem com a maior combinação.

## 17.3. Reações das longarinas sobre a cortina

Peso próprio da transversina de fechamento utilizada para ligar as longarinas sobre o apoio. O peso específico do concreto utilizado e de 25 kN/m<sup>3</sup> conforme NBR 6118/2014 e as dimensões do elemento são:

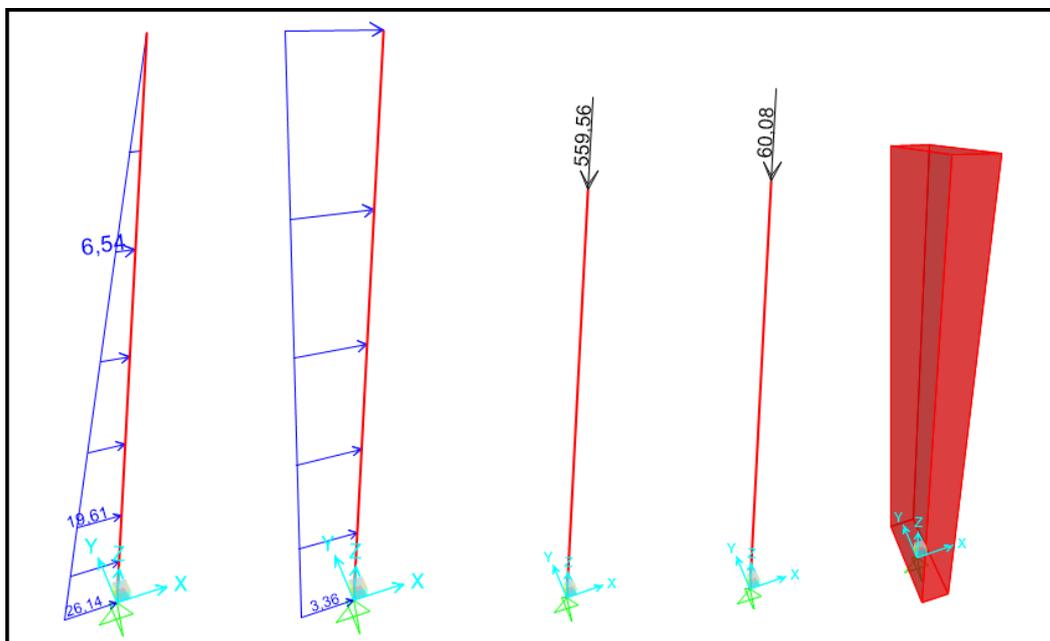
$$h = 0,90 \text{ m}$$

$$c = 8,53 \text{ m}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$P = (0,9 \times 8,53 \times 0,3) = 2,30 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN} / \text{m}^3 = 57,58 \text{ kN}$$

Figura 30 – Discretização do elemento utilizado e aplicação do carregamento



As reações obtidas neste modelo serão utilizadas para o dimensionamento da sapata corrida que serve de apoio para a cortina.

#### 17.4. Pressão da água sobre os pilares

A água corrente exerce um esforço na infraestrutura da ponte que pode ser expresso por:

$$P = C \times v^2 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Onde:

C é o coeficiente dimensional

V é a velocidade da água corrente

Para pilares circulares o valor de C = 0,34

E caso não haja medida de velocidade de água pode ser considerado de  $v=2\text{m/s}$

Assim:

$$\varnothing = 80 \text{ cm}$$

$$C = 0,34$$

$$V = 2 \text{ m/s}$$

$$P = C \times v^2(kN / m^2) = 0,34 \times 2^2 = 1,36kN / m^2$$

A força aplicada no pilar é igual a pressão da água multiplicada pela área de obstrução, que para pilares circulares é admitida como metade do perímetro do pilar.

$$q = P \left( \frac{\pi \times d}{2} \right) = 1,36 \frac{\pi \times 0,6m}{2} = 1,71kN / m$$

Para os pilares será utilizado o esforço lateral de 1,71 kN/m representando o esforço da água sobre os pilares.

### 17.5. Pressão de frenagem e aceleração dos veículos sobre o tabuleiro

Segundo a NBR 7187/2003, deve-se tomar como referência o maior esforço referente as duas considerações:

- 5% do valor do carregamento na pista de rolamento com as cargas distribuídas
- 30% do peso do veículo-tipo
- $p = 5\% \times Area \times q = \frac{5}{100} \times (6,5 \times 130,5) \times 5 = 212,06kN$
- $p = 30\% \times 450kN = \frac{30}{100} \times 450 = 135kN$

### 17.6. Empuxo de terra sobre as cortinas

As vigas de fechamento nas extremidades têm dimensões de 9,0 m de comprimento por (0,9 m + 0,2 m) 1,10 m de altura, segundo a teoria de Rankine, será:

$$E = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_{solo} \times b \times h^2 = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 18kN / m^3 \times 9,0 \times 1,1^2 = 32,34kN$$

Ainda deve ser considerado o esforço decorrente da carga móvel sobre o aterro de acesso:

$$q_v = \frac{Pesodoveialo}{3 \times 6} = \frac{450kN}{3 \times 6} = 25kN / m^2$$

$$q = \frac{q_v \times 3 + q \times (b - 3)}{b}$$

$$q = \frac{(25 \times 3) + 5 \times (9 - 3)}{9} = 10,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$E_q = K_a \times q \times b \times h = 0,33 \times 10,0 \times 9 \times 1,1 = 32,67 \text{ kN}$$

### 17.7. Componente do vento atuando na superestrutura

A NBR 7187/2003 admite duas considerações de carregamento para as pontes, admitindo a incidência de um vento transversal que provoca uma pressão de 1,5 kN/m<sup>2</sup> quando ela está descarregada. E quando a ponte está carregada pode ser considerado um vento menor, igual a 1 kN/m<sup>2</sup>. Sendo assim seguindo a altura horizontal do tabuleiro acrescida a projeção horizontal dos veículos sobre a ponte. No caso de pontes rodoviárias, esses veículos são posicionados sobre toda a ponte e com altura total de dois metros. Assim as condições são as seguintes:

- Ponte descarregada –  $p_{vento} = 1,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \times (1,60 \times 130,5) = 313,2 \text{ kN}$
- Ponte carregada –

$$p_{vento} = 1,0 \text{ kN} / \text{m}^2 \times (1,1 \times 130,5) \times (2,0 \times 130,5) = 404,55 \text{ kN}$$

O valor adotado para o esforço do vento foi de 404,55 kN.

### 17.8. Esforços determinados nos pilares

Os valores encontrados atuantes nos pilares são descritos a seguir:

- Pressão da água = 2,00 kN/m
- Frenagem e aceleração =  $p = \frac{212,06 \text{ kN}}{3} = 70,67 \text{ kN}$  - Em cada pilar
- Empuxo do aterro =  $p = \frac{32,67 \text{ kN}}{3} = 10,89 \text{ kN}$  - Em cada pilar
- Esforço do vento =  $p_{vento} = \frac{404,55 \text{ kN}}{8} = 50,67 \text{ kN}$  - Esforço por pórtico

## 18. COMBINAÇÕES PARA O PORTICO

Um carregamento é definido pela combinação das ações que tem probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação da segurança em relação aos estados limites último (ELU) e aos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

Contudo, no presente trabalho, só será realizada a verificação do estado limite último, não sendo, portanto, realizada qualquer verificação quanto ao estado limite de serviço ou utilização.

A norma brasileira NBR 8681/2003 fixa os requisitos exigíveis na verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil e estabelece as definições e os critérios de quantificação das ações e das resistências a serem consideradas no projeto das estruturas de edificações, quaisquer que sejam sua classe e destino, salvo os casos previstos em Normas Brasileiras específicas.

Neste projeto, as ações consideradas para a determinação dos efeitos mais desfavoráveis são o peso próprio da superestrutura, a carga móvel do trem-tipo máxima e mínima, e a carga de vento.

Sendo:

$F_d$  = Valor de cálculo das ações para combinação última;

$F_{gk}$  = ações permanentes diretas;

$F_{qk}$  = ações variáveis diretas, neste projeto apresentadas como  $F_{tb}$  para ações variáveis devidas a carga móvel do trem-tipo

$F_{wk}$  = ações do vento;

As combinações que serão analisadas serão as seguintes:

$$F_{d,1} = \sum_{j=1}^n (1,35 \times F_{gk}) + (1,00 \times F_{longarinas}) + (1,35 \times F_{transver}) + (1,5 \times F_{solo}) + (1,5 \times F_{sobveic})$$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) COMB1

Notes

Load Combination Type Linear Add

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,35
DEAD	Linear Static	1,35
solo	Linear Static	1,5
longarina	Linear Static	1,
Carro	Linear Static	1,5
Transversina	Linear Static	1,35

## 19. DIMENSIONAMENTO DA CORTINA

A resistência característica a compressão do concreto e estabelecida em  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  e o cobrimento nominal das armaduras e  $2,5 \text{ cm}$ , atendendo as exigências da NBR 6118/2014.

$$x = 1,25 \times d \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times b_w \times d^2 \times f_{cd}}} \right]$$

Sendo:

$M_d$  = momento fletor de cálculo;

$b_w$  = largura unitária da laje (1 metro);

$f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto a compressão.  $F_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

$f_{yd}$  = resistência ao escoamento do aço de armadura passiva.  $F_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$

Assim os valores de resistência característico dos materiais ficam:

$$F_{cd} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,4} = 17,86 \text{ MPa} = 1,79 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$F_{yd} = \frac{500\text{MPa}}{1,15} = 434,78\text{MPa} = 43,5\text{kN/cm}^2$$

$$d = 30\text{cm} - 2,5\text{cm} = 27,5\text{cm}$$

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

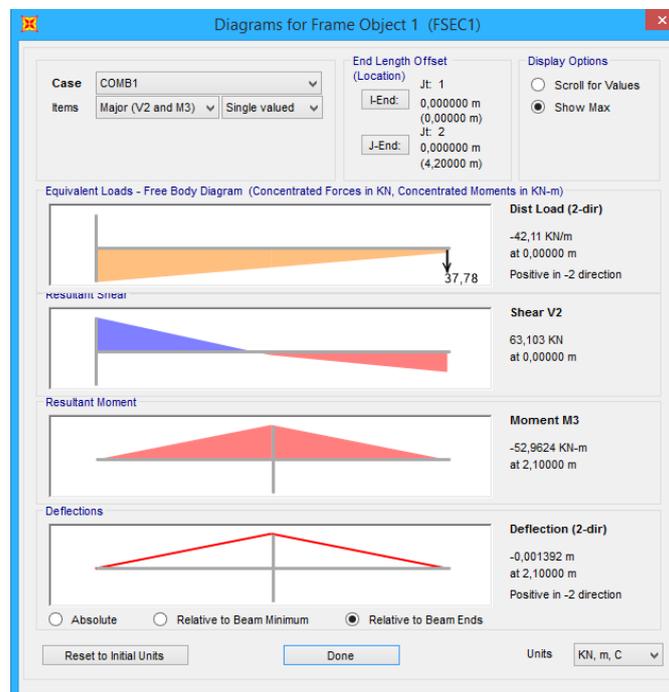
De acordo com a NBR 6118/2014, para melhorar a ductilidade das estruturas nas regiões de apoio das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais, mesmo quando não forem feitas redistribuições de esforços solicitantes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- $\frac{x}{d} \leq 0,50$  - Para concretos com  $f_{ck} \leq 35$  MPa;
- $\frac{x}{d} \leq 0,40$  - Para concretos com  $f_{ck} > 35$  MPa

### 19.1. Cálculos das armaduras das cortinas

Os esforços críticos que a cortina está sendo solicitada seguem abaixo:

Figura 31 - Esforços na cortina



### 19.2. Dimensionamento das cortinas

Sendo o esforço:

$$M_d = 5.296,00 \text{ kN.cm}$$

**a) Posição da linha neutra**

$$x = 1,25 \times 27,5 \text{ cm} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{5.296,00 \text{ kN.cm}}{0,425 \times 100 \text{ cm} \times (27,5 \text{ cm})^2 \times 1,79 \text{ kN/cm}^2}} \right]$$

$$x = 1,62 \text{ cm}$$

**b) Verificação da ductilidade**

$$\frac{1,62 \text{ cm}}{27,5 \text{ cm}} \leq 0,5 = 0,06 \leq 0,50$$

**c) Cálculo da armadura**

$$A_s = \frac{0,68 \times b_w \times f_{cd} \times x}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,68 \times 100 \text{ cm} \times 1,79 \text{ kN/cm}^2 \times 1,62 \text{ cm}}{43,5 \text{ kN/cm}^2} = 4,54 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

**d) Cálculo da armadura mínima**

$$A_{s \text{ min}} = 0,15\% \times AC$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,15\% \times (30 \text{ cm} \times 100 \text{ cm})$$

$$A_{s \text{ min}} = 4,50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

**e) Cálculo do espaçamento máximo entre as barras da armadura principal**

$$\text{Espaçamento máx} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2h \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right\} = \begin{array}{l} 2 \times 30 \text{ cm} = 60 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{array}$$

$$\text{Espaçamento máx} = 20 \text{ cm}$$

**f) Cálculo da armadura de distribuição**

$$A_{S_{dist}} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{5} \times A_s \\ 0,9 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ 0,5 A_s \text{ min} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{5} \times 4,70 \text{ cm}^2 = 0,94 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ 0,9 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ 0,5 \times 4,54 \text{ cm}^2 = 2,27 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{array} \right.$$

$$A_{S_{dist}} = 2,27 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

**g) Cálculo do espaçamento entre as barras da armadura de distribuição**

$$\text{Espaçamento} \leq 3 \text{ barras} / \text{metro}$$

$$\text{Espaçamento} \leq 0,33 \text{ m}$$

**h) Armadura adotada**

Armadura Principal:

$$A_s = 4,54 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Espaçamento máximo = 20 cm

Como a armadura da cortina é dupla como mostrado na planta de ferragem da cortina, a armadura adotada será então de 4,62 cm<sup>2</sup> em cada face da cortina.

Armadura Adotada Ø 10,00 mm c/ 17,00 cm

A armadura adotada tem uma área de aço de 4,62 cm<sup>2</sup>

**i) Armadura de distribuição**

$$A_{S_{dist}} = 2,27 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Espaçamento máximo: 20 cm

Armadura Adotada Ø 10,00 mm c/ 20,00 cm

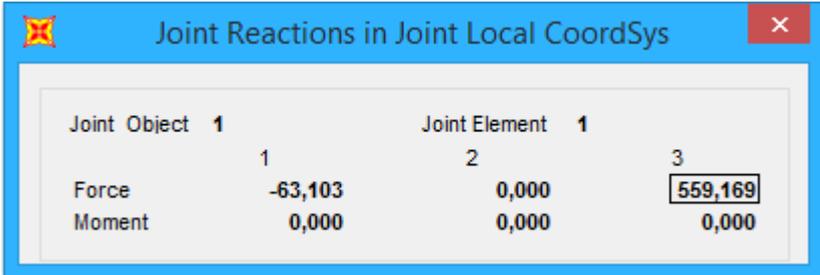
A armadura adotada tem uma área de aço de 3,93 cm<sup>2</sup>/m

Obs: foi escolhido usar a mesma bitola para melhor aproveitamento dos materiais, como sobras e cortes de barras.

## 20. DIMENSIONAMENTO DA SAPATA CORRIDA

Para o dimensionamento da sapata corrida de fundação ao qual faz ligação entre a cortina com as fundações de tubulão, para a análise desse elemento foi utilizada as reações nos pontos de apoio foi somado todos os valores e então dividido pelo número de elementos de fundação da cortina principal, para as alas será utilizado os mesmos valores encontrados de armadura. O valor referente ao número 3 da reação e a o eixo Z (vertical) e o valor de referência ao número 1 (horizontal), como a sapata corrida de fundação e um elemento totalmente rígido o valor que definira sua resistência e apenas o esforço normal, o esforço encontrado já está com seus fatores de majoração não precisando ser alterado. O valor de  $N_d=559,17$  kN.

Figura 32 - Reação da cortina



Joint Object	1	Joint Element 1	
	1	2	3
Force	-63,103	0,000	559,169
Moment	0,000	0,000	0,000

Com os valores determinados o bloco corrido será dimensionado seguindo o modelo das bielas comprimidas.

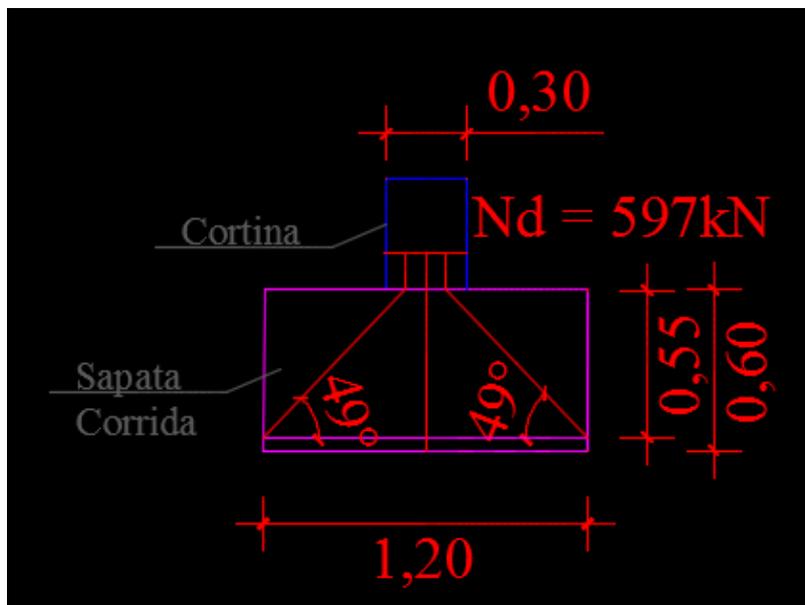
### 20.1. Dimensionamento armadura transversal

O modelo da biela da cortina em relação ao bloco corrido, como a cortina está centrada no meio da sapata corrida não inclinação entre a carga e o centro do bloco, assim o esforço sendo aplicado inteiramente sobre a sapata, os pinos de fundação são espaçados para que não afete essa transmissão de carga. A largura e comprimento pré-dimensionados foi em função das bielas de compressão que ocorrem no bloco, o ângulo de aplicação dos esforços até os a armadura devem estar entre  $40^\circ$  e  $55^\circ$  para que não ocorra risco de ruptura por punção.

Outro fator e que a dimensão tem função resistente ao elemento para que não ocorra tombamento da estrutura. Os pinos utilizados nos elementos

têm a principal função de resistir a isto, não deixando ocorrer cisalhamento entre o solo e o elemento.

Figura 33 - Detalhe da sapata de fundação



O valor da carga  $N_d = 559,17 \text{ kN}$ , reação da cortina sobre a sapata corrida, mais o peso da sapata corrida por metro linear.

Onde:

$e$  = espaçamento entre os pinos da mesma face = 110 cm

$ap$  = dimensão do elemento = 30 cm

$d$  = distância da armadura até a fibra mais afastada

$$P_{sap} = (1,2 \times 0,6 \times 1) \times 25 \text{ kN} / \text{m}^3 = 18 \text{ kN} \times 1,5 = 37,8 \text{ kN}$$

$$N_d = 559,17 \text{ kN} + 37,8 \text{ kN} = 597 \text{ kN}$$

#### a) Cálculo da armadura

$$T = \frac{N(2e - ap)}{8d} = \frac{597 \text{ kN}(2 \times 110 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{8 \times 55 \text{ cm}} = 257,79 \text{ kN}$$

$$AS = \frac{T}{F_{yd}} = \frac{1,15 \times 257,79 \text{ kN}}{43,48 \text{ kN} / \text{cm}^2} = 6,82 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

### b) Cálculo da armadura mínima

$$A_{S \min} = 0,15\% \times AC$$

$$A_{S \min} = \frac{0,15}{100} \times (60 \times 120 \text{ cm})$$

$$A_{S \min} = 10,8 \text{ cm}^2$$

### c) Armadura adotada

Armadura Principal:

$$A_s = 10,8 \text{ cm}^2$$

Como a armadura transversal se diz respeito aos estribos do bloco a área deve ser dividida pela quantidade de pernas que a armadura terá, no caso serão 4 pernas conforme descrito na planta de ferragem, assim:

$$A_s = \frac{10,8 \text{ cm}^2}{3} = 3,6 \text{ cm}^2$$

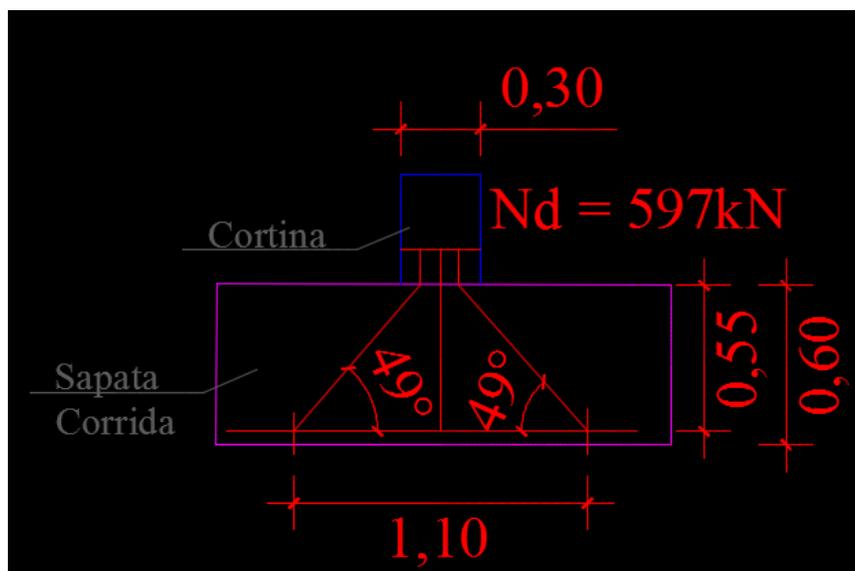
A armadura de  $\varnothing 8,0 \text{ mm}$  com espaçamento de  $12,5 \text{ cm}$  possui  $4,00 \text{ cm}^2$

Armadura adotada 3 pernas de barra de  $\varnothing 8,0 \text{ mm}$  com espaçamento de  $12,5 \text{ cm}$ , assim atendendo o valor mínimo.

## 20.2. Dimensionamento armadura longitudinal

O modelo da biela da cortina em relação ao bloco corrido

Figura 34 – Detalhe transversal da sapata corrida



O valor da carga  $N_d = 559,17 \text{ kN}$ , reação da cortina sobre a sapata corrida, mais o peso da sapata corrida por metro linear.

$$P_{sap} = (1,2 \times 0,6 \times 1) \times 25 \text{ kN} / \text{m}^3 = 18 \text{ kN} \times 1,5 = 37,8 \text{ kN}$$

$$N_d = 559,17 \text{ kN} + 37,8 \text{ kN} = 597 \text{ kN}$$

**a) Cálculo da armadura**

$$FS = \frac{N_d}{Tg \phi} = \frac{597 \text{ kN}}{Tg 49^\circ} = 518,96 \text{ kN}$$

$$AS = \frac{FS}{Fyd} = \frac{518,96 \text{ kN}}{43,5 \text{ kN} / \text{cm}^2} = 11,93 \text{ cm}^2$$

**b) Cálculo da armadura mínima**

$$AS_{\min} = 0,15\% \times AC$$

$$AS_{\min} = 0,15\% \times (60 \text{ cm} \times 120 \text{ cm})$$

$$AS_{\min} = 10,8 \text{ cm}^2$$

**c) Cálculo da armadura de pele**

Conforme a NBR 6118/2014, a armadura mínima lateral deve ser 0,10%  $A_{c,alma}$  em cada face e composta por barras de aderência com espaçamento não maior que 20 cm (Item 17.3.5.2.3 da norma).

$$A_{c,alma} = b_w \times h = 120 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} = 7200,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{spele} = \frac{0,10}{100} \times A_{c,alma} = \frac{0,10}{100} \times 7200,00 \text{ cm}^2 = 7,2 \text{ cm}^2$$

Em cada face  $7,2 \text{ cm}^2$  espaçados no máximo a 20 cm.

**d) Armadura adotada**

Armadura Principal:

$$As = 11,93 \text{ cm}^2$$

A armadura adotada de 10 barras de  $\varnothing 12,5 \text{ mm}$  possui  $12,27 \text{ cm}^2$ , para que se torne um bloco com alta resistência a armadura será utilizada na face superior e inferior de  $12,27 \text{ cm}^2$ .

$$A_s = 12,27\text{cm}^2(\text{positiva})$$

$$A_s = 12,27\text{cm}^2(\text{negativa})$$

## 21. PORTICO DE APOIO – Mesoestrutura

Utilizando as reações de apoio das longarinas já determinada nos capítulos anteriores, foi modelado o pórtico completo para a análise e dimensionamento dos elementos.

A ligação entre a superestrutura e a mesoestrutura possuem ligação monolítica por sua ligação se tornar um nó rígido.

Os pilares são submetidos aos esforços verticais e horizontais, alguns exemplos destes esforços.

Verticais:

- Reação do carregamento sobre a superestrutura
- Reação da carga móvel sobre a superestrutura
- Peso próprio dos pilares e vigas de travamento
- Reação vertical nos pilares por efeito do vento

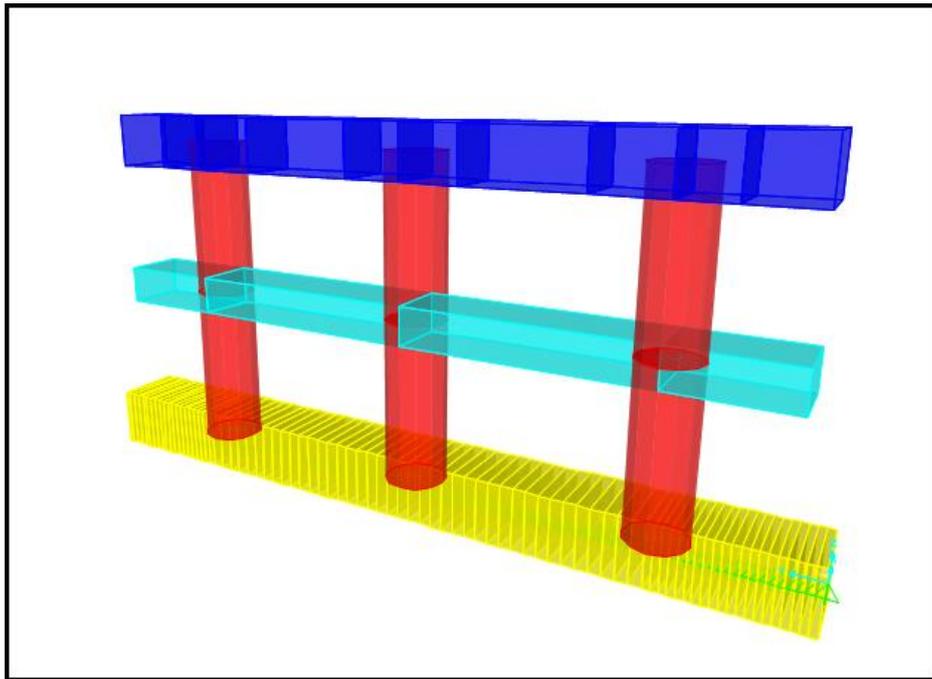
Horizontais:

- Frenagem ou aceleração da carga móvel
- Empuxo de terra e sobrecarga nas cortinas
- Componente do vento

Esforços que atuam diretamente nos pilares

- Empuxo de terra
- Pressão do vento
- Pressão da água

Figura 35- Modelo do pórtico



As figuras a seguir mostram a aplicação dos esforços na estrutura do pórtico, e a combinação utilizada para determinação dos esforços para o estado limite ultimo (ELU).

$$F_{d,1} = \sum_{j=1}^n (1,35 \times F_{gk}) + (1,00 \times F_{long}) + (1,35 \times F_{trans}) + (1,5 \times F_{agua}) + (1,5 \times F_{vento}) + (1,5 \times F_{frenag})$$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) COMB1

Notes

Load Combination Type Linear Add

Options

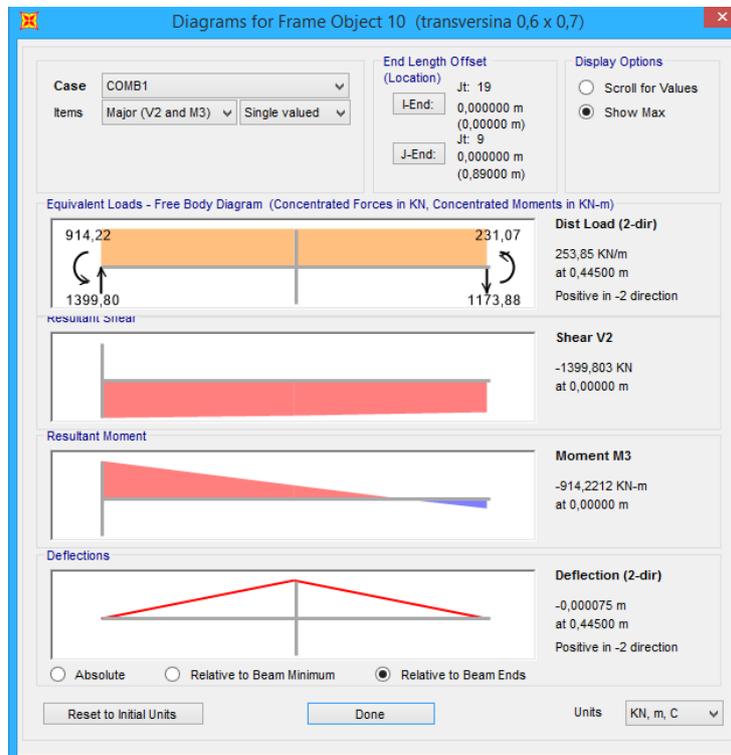
Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Peso Proprio	Linear Static	1,35
Peso Proprio	Linear Static	1,35
Longarinas	Linear Static	1,
transversina de fechamento	Linear Static	1,35
Pagua	Linear Static	1,5
Vento	Linear Static	1,5
Frenagem	Linear Static	1,5

## 21.1. Dimensionamento da transversina de apoio

Com os esforços já definidos através do modelo de pórtico desenvolvido apenas deve ser retirado os esforços e dimensionar os elementos. Os maiores esforços encontrados para a transversina de apoio foram os seguintes:

Figura 36 – Esforços na transversina de apoio



$$M_q^+ = 363,75 \text{ kN.m}$$

$$M_q^- = 914,22 \text{ kN.m}$$

$$\text{Cisalhamento} = 1399,80 \text{ kN}$$

Esforço normal e torsor foram baixos e podem ser desconsiderados.

### 21.1.1. Dimensionamento da transversina de apoio - Flexão

O método de dimensionamento segue o mesmo de uma viga comum será demonstrado o dimensionado para o momento positivo e o negativo apresentado apenas na tabela de dimensionamento.

O esforço a ser dimensionando e o seguinte:  $M_q^+ = 363,75 \text{ kN.m}$ .

A resistência característica a compressão do concreto e estabelecida em  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  e o cobrimento nominal das armaduras e  $2,5 \text{ cm}$ , atendendo as exigências da NBR 6118/2014.

$$x = 1,25 \times d \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \times b_w \times d^2 \times f_{cd}}} \right]$$

Sendo:

$M_d$  = momento fletor de cálculo;

$b_w$  = largura da longarina;

$f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto a compressão.  $F_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

$f_{yd}$  = resistência ao escoamento do aço de armadura passiva.  $F_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$

Assim os valores de resistência característico dos materiais ficam:

$$F_{cd} = \frac{25MPa}{1,4} = 17,90MPa = 1,79kN/cm^2$$

$$F_{yd} = \frac{500MPa}{1,15} = 434,78MPa = 43,5kN/cm^2$$

$$d = 70cm - 3cm = 67cm$$

$$b_w = 60cm$$

De acordo com a NBR 6118/2014, para melhorar a ductilidade das estruturas nas regiões de apoio das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais, mesmo quando não forem feitas redistribuições de esforços solicitantes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- $\frac{x}{d} \leq 0,50$  - Para concretos com  $f_{ck} \leq 35$  MPa;
- $\frac{x}{d} \leq 0,40$  - Para concretos com  $f_{ck} > 35$  MPa

Dimensionamento da longarina mais carregada para o momento positivo de 35.033,88 kN.cm.

#### a) Posição da linha neutra

$$x = 1,25 \times 67cm \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{35.033,88kN.cm}{0,425 \times 60cm \times (67cm)^2 \times 1,79kN/cm^2}} \right]$$

$$x = 7,51cm$$

**b) Verificação da ductilidade**

$$\frac{7,51cm}{67cm} \leq 0,5 = 0,112 \leq 0,5$$

**c) Cálculo da armadura**

$$A_s = \frac{0,68 \times b_w \times f_{cd} \times x}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,68 \times 60cm \times 1,79kN/cm^2 \times 7,51cm}{43,50kN/cm^2}$$

$$A_s = 12,59cm^2/m$$

**d) Cálculo da armadura mínima**

$$A_{s \min} = 0,15\% \times AC$$

$$A_{s \min} = 0,15\% \times (60cm \times 70cm)$$

$$A_{s \min} = 6,3cm^2$$

**e) Cálculo da armadura de pele**

Conforme a NBR 6118/2007, a armadura mínima lateral deve ser 0,10%  $A_{c,alma}$  em cada face e composta por barras de aderência com espaçamento não maior que 20 cm (Item 17.3.5.2.3 da norma).

$$A_{c,alma} = b_w \times h = 60cm \times 70cm = 4.200,00cm^2$$

$$A_{spele} = \frac{0,10}{100} \times A_{c,alma} = \frac{0,10}{100} \times 4.200,00cm^2 = 4,2cm^2$$

Em cada face

**f) Armadura adotada**

Armadura Principal Inferior:

$$A_s = 12,59cm^2$$

Como a armadura será com dimensões variáveis nas pontas será adicionada mais 1 barras para melhor encaixe, assim a armadura

adotada 9 barras de  $\varnothing$  16,0mm. A armadura adotada tem uma área de aço de 18,10 cm<sup>2</sup>.

Armadura de Pele:

$$A_{S_{pele}} = 4,2\text{cm}^2$$

Espaçamento máximo: 20 cm

Armadura adotada: 3 barras de  $\varnothing$  16,00 mm

A armadura adotada tem uma área de aço de 6,03 cm<sup>2</sup>

Detalhe do dimensionamento dos esforços positivos e negativos sobre a transversina de apoio:

CONCRETO ARMADO FLEXÃO/SIMPLES - VIGA			
<b>Propriedades dos Materiais</b>		Inferior	Superior
fck	MPa	25	25
fyk	MPa	500	500
fcd	MPa	17,86	17,86
fyd	MPa	434,78	434,78
<b>Propriedades da seção</b>			
bw	cm	60,00	60,00
h	cm	70,00	70,00
<b>Armadura sugerida</b>			
CG barras	cm	3	3
Número de camadas		2	2
<b>DIMENSIONAMENTO FLEXÃO</b>			
		Inferior	Superior
Md	KN.cm	35.033,88	91.422,00
d	cm	67,00	67,00
x	cm	<b>7,51</b>	<b>21,48</b>
X2,3	cm	17,35	17,35
X3,4	cm	42,21	42,21
		OK	OK
AS	cm <sup>2</sup>	<b>12,59</b>	<b>36,00</b>
ASmin	cm <sup>2</sup>	6,30	6,30
ASmax	cm <sup>2</sup>	168,00	168,00
Aspele	cm <sup>2</sup>	4,20	4,20

Resumo das armaduras adotadas, os detalhes podem ser vistos nas plantas de ferragem das transversinas:

Armadura superior:

Adotada 12 barras de  $\varnothing 20,0\text{mm}$

A armadura adotada tem uma área de aço de  $37,70\text{ cm}^2$

Armadura Inferior:

Adotada 8 barras de  $\varnothing 16,0\text{mm}$

A armadura adotada tem uma área de aço de  $18,10\text{ cm}^2$

Armadura de pele:

Armadura adotada: 3 barras de  $\varnothing 16,00\text{ mm}$  em cada lado.

### 21.1.2. Dimensionamento da transversina de apoio – Cisalhamento

O esforço a ser verificado a cisalhamento e de  $V_{sd} = 1399,80\text{kN}$ .

Sendo:

$V_{sd}$  = força cortante solicitante de cálculo

$V_{Rd2}$  = força cortante resistente de cálculo, relativa a ruína da biela (no modelo I, item 17.4.2.2 da NBR 6118/2014.

$V_{Rd3}$  = força cortante resistente de cálculo, relativa a ruína por tração diagonal

$V_c$  = parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça (resistência ao cisalhamento da seção sem armadura transversal)

$V_{sw}$  = parcela da força absorvida pela armadura transversal

$A_{sw}$  = área de todos os ramos da armadura transversal

$s$  = espaçamento da armadura transversal

$f_{ywd}$  = tensão na armadura transversal

$f_{ywk}$  = resistência característica de escoamento da armadura transversal

$\alpha$  = ângulo de inclinação da armadura transversal ( $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ )

#### a) Verificação das bielas de concreto comprimidas

Independente da taxa de armadura transversal deve ser verificada a condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

A força solicitante de cálculo e obtida por:

$$V_{sd} = 1399,80\text{kN}$$

A força cortante resistente de cálculo e obtida por:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,9 \quad \text{- Para } f_{ck} \text{ em MPa}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,90 \times 17,86 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 0,60 \text{ m} \times 0,67 \text{ m}$$

$$V_{Rd2} = 1,75 \text{ MN} = 1.744,67 \text{ kN}$$

Então:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$1.399,80 \text{ kN} \leq 1.744,67 \text{ kN}$$

### b) Cálculo da armadura transversal

Além da verificação da compressão na biela, deve ser satisfeita a condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

No cálculo da armadura transversal considera-se  $V_{Rd3} = V_{sd}$ , resultando:

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

### c) Determinação $V_c$

Para modelo I, na flexão simples do item 17.4.2.2.b da NBR 6118/2014:

$$F_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \times \sqrt[3]{25^2} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$F_{ctk, \text{inf}} = 0,7 \times F_{ctm} = 0,7 \times 2,56 \text{ MPa} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$F_{ctd} = \frac{F_{ctk, \text{inf}}}{\gamma_c} = \frac{1,79 \text{ MPa}}{1,4} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,6 \times 0,128 \times 60 \times 67$$

$$V_c = 308,74 \text{ kN}$$

Então:

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

$$V_{sw} = 1.399,80kN - 308,74kN = 1.091,06kN$$

Cálculo da armadura transversal

De acordo com o modelo I (item 17.4.2.2 da NBR 6118, 2014):

$$a_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 \times d \times F_{ywd}}$$

$$a_{sw} = \frac{1.091,06kN}{0,9 \times 0,67m \times 43,5kN/m^2} = 41,59cm^2/m$$

#### d) Cálculo da armadura transversal mínima

Para garantir ductilidade a ruína por cisalhamento, a armadura transversal deve ser suficiente para suportar o esforço de tração resistido pelo concreto na alma, antes da formação de fissuras de cisalhamento.

Segundo o item 17.4.1.1.1 da ABNT NBR 6118/2014 a armadura transversal mínima deve ser constituída por estribos, com taxa geométrica:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times (\text{sen} \alpha)} \geq 0,2 \times \frac{f_{ct, m}}{f_{ywk}}$$

AÇO	CONCRETO						
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
CA-25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568	0,2807	0,3036	0,3257
CA-50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284	0,1404	0,1580	0,1629
CA-60	0,0737	0,0855	0,0965	0,1070	0,1170	0,1265	0,1357

Pela tabela -  $\rho_{sw} = 0,1026$

$$a_{sw, \min} = \frac{A_{sw}}{s} = \rho_{sw, \min} \times b_w$$

$$a_{sw, \min} = \frac{A_{sw}}{s} = 0,1026 \times 60,0cm = 6,16cm^2/m$$

#### e) Força cortante relativa à taxa mínima

A força cortante solicitante  $V_{sd, \min}$  relativa a taxa mínima e dada por:

$$V_{sd, \min} = V_c + V_{sw, \min}$$

Sendo:

$$V_{sw, \min} = \rho_{sw, \min} \times 0,9 \times b_w \times d \times F_{ywd}$$

$$V_{sw, \min} = (0,1026 \times 60 \text{ cm}) \times (0,9 \times 0,67 \text{ m}) \times 43,5 \text{ MPa}$$

$$V_{sw, \min} = 161,47 \text{ kN}$$

$$V_{sd, \min} = 308,74 \text{ kN} + 161,47 \text{ kN} = 470,21 \text{ kN}$$

#### f) Detalhamento dos estribos

Apresentam-se as prescrições indicadas na ABNT NBR 6118/2014, item 8.3.3.2;

$$\phi_{estribo} \leq \left\{ \begin{array}{l} \geq 5,0 \text{ mm} \\ \leq \frac{b_w}{10} \end{array} \right\} = \frac{\geq 5,0 \text{ mm}}{\leq \frac{80 \text{ cm}}{10} = 80,0 \text{ mm}}$$

Como a área de aço obtida foi de:

$$a_{sw} = 41,59 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Deve-se dividir a seção de aço obtida pelo número de ramos do estribo, que neste caso é 4. Então:

$$a_{sw} = \frac{41,59 \text{ cm}^2 / \text{m}}{4} = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A armadura adotada será de barras de  $\phi 10$  mm usando 4 pernas de estribos espaçados a cada 11,5 cm. Como a seção será moldada por 4 pernas de estribos para a sua montagem será adotada:  $\phi 12,50$  c/11,5 cm (área de aço correspondente = 42,68 cm<sup>2</sup>/m).

#### g) Espaçamento longitudinal mínimo e máximo

O espaçamento mínimo entre estribos, na direção longitudinal da viga, deve ser suficiente para a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento. Para que não ocorra ruptura por cisalhamento nas seções entre os estribos, o espaçamento máximo deve atender as seguintes condições:

$$V_{sd} \leq 0,67 \times V_{Rd2} \rightarrow S_{\max} = 0,6 \times d \leq 30\text{cm}$$

$$V_{sd} > 0,67 \times V_{Rd2} \rightarrow S_{\max} = 0,3 \times d \leq 20\text{cm}$$

$$1.399,80 \leq 0,67 \times 1.744,39 \rightarrow 1.399,80 \leq 1.168,74$$

$$S_{\max} = 0,3 \times 67\text{cm} \leq 20\text{cm}$$

$$S_{\max} = 20,1\text{cm} \leq 20\text{cm}$$

Como o valor de 20,10 cm foi maior o valor adotado deve ser de 20 cm, assim a dimensão adotada máximo e de 20 cm.

Os detalhes da transversina de apoio com as suas respectivas armaduras estão descritos na prancha das ferragens das transversinas.

## 21.2. Dimensionamento da transversina intermediaria

### 21.2.1. Dimensionamento da transversina intermediaria – Flexão

Como a transversina tem apenas função de travamento dos pilares para diminuir a sua flambagem por sua altura e servir de apoio para a execução do restante do pórtico. O esforço encontrado para dimensionamento foram de:

$$M_{q^+} = 185,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{q^-} = 223,81 \text{ kN.m}$$

$$\text{Cisalhamento} = 185,35 \text{ kN}$$

Esforço normal e torsor foram baixos e podem ser desconsiderados.

CONCRETO ARMADO FLEXÃO/SIMPLES - VIGA			
<b>Propriedades dos Materiais</b>		Inferior	Superior
fck	MPa	25	25
fyk	MPa	500	500
fcd	MPa	17,86	17,86
fyd	MPa	434,78	434,78
<b>Propriedades da seção</b>			
bw	cm	60,00	60,00
h	cm	50,00	50,00
<b>Armadura sugerida</b>			
CG barras	cm	3	3
Número de camadas		2	2
<b>DIMENSIONAMENTO FLEXÃO</b>			
		Inferior	Superior
Md	KN.cm	18.516,00	23.881,50

d	cm	47,00	47,00
x	cm	<b>5,68</b>	<b>7,45</b>
X2,3	cm	12,17	12,17
X3,4	cm	29,61	29,61
		OK	OK
AS	cm <sup>2</sup>	<b>9,52</b>	<b>12,48</b>
ASmin	cm <sup>2</sup>	4,50	4,50
ASmax	cm <sup>2</sup>	120,00	120,00
Aspele	cm <sup>2</sup>	3,00	3,00

Mesmo os valores indicando armadura mínima será adicionada algumas barras a mais para que os espaços entre as barras não deixem as bielas de concreto frágeis, assim as armaduras de flexão serão

Adotada 8 barras de Ø 16,0 mm

A armadura adotada tem uma área de aço de 16,08cm<sup>2</sup>

Armadura Inferior:

Adotada 8 barras de Ø 16,0 mm

A armadura adotada tem uma área de aço de 16,08 cm<sup>2</sup>

Armadura de pele:

Armadura adotada: 2 barras de Ø 16,00 mm

### 21.2.2. Dimensionamento da transversina intermediária – Cisalhamento

Como já demonstrado o procedimento de cálculo para o dimensionamento será apenas apresentado a planilha de dimensionamento para a transversina intermediária.

<b>Propriedades dos Materiais</b>		
fck	MPa	25
fyk	MPa	500
fcd	MPa	17,86
fyd	MPa	434,78
<b>Propriedades da seção</b>		
bw	cm	60,00
h	cm	50,00
bf	cm	0,00
hf	cm	0,00
<b>Armadura sugerida</b>		
CG barras	cm	3

d	cm	47,00
<b>DIMENSIONAMENTO CISALHAMENTO</b>		
Vsd	kN	185,35
$\alpha v^2$		0,9
Vrd2	kN	1.223,68
<b>Verificar</b>		<b>ok</b>
Fctm	MPa	2,56
Fctk,inf	MPa	1,80
Fctd	MPa	1,28
Vc	kN	217,00
Vsw	kN	-31,65
<b>Verificar</b>		<b>asw,min</b>
Asw	cm <sup>2</sup> /m	-1,72
Tabelado		0,1026
Asw,min	cm <sup>2</sup> /m	6,16
Vsw,min	kN	113,22
Vsd,min	kN	330,21
Asw	cm <sup>2</sup> /m	<b>6,16</b>
Nº pernas estribos		3,0
Espaçamento	cm	15,00
Quantia de estribos por metro		8,00
Diâmetro da barra	mm	8,00
Peso barra utilizada(kg/m)		0,503
<b>Asw definida</b>	<b>cm<sup>2</sup>/m</b>	<b>10,06</b>

A armadura adotada para o cisalhamento e de 3 pernas de estribos espaçados a cada 15,0 cm com barras de  $\varnothing$  8,0 mm com 10,06 cm<sup>2</sup>/m. Conforme detalhado nas pranchas de ferragem.

### 21.3. Dimensionamento dos pilares

Para a determinação dos esforços ao qual os pilares estão sendo solicitados, foi determinado através da estrutura já modelada do pórtico completo, sendo assim possível obter todos os esforços com os elementos já combinados chegando mais próximo ao comportamento real da estrutura.

Combinações e esforços as forças horizontais e verticais já foram determinadas anteriormente para aplicação geral do pórtico, já que as mesmas não atuam apenas nos pilares, mas também nas transversinas. Com os

esforços aplicados e possível obter os momentos fletores, cisalhamento e esforço normal de compressão.

Seguindo as orientações prescritas na NBR 6118/2014, seguiu-se o dimensionamento das duas linhas de pilares. Para melhor uniformizar as armaduras e facilidade de execução dos pilares, foi determinando o pilar mais carregado e que sofre maior efeito pelos carregamentos laterais e assim determinado as características para resistir aos esforços, utilizando assim para os 3 pilares os mesmos resultados.

- P1 -  $N_d = 1.964,09 \text{ kN}$ ;  $M_q = 171,45 \text{ kN.m}$
- P2 -  $N_d = 2.938,49 \text{ kN}$ ;  $M_q = 191,63 \text{ kN.m}$
- P3 -  $N_d = 2.703,07 \text{ kN}$ ;  $M_q = 172,89 \text{ kN.m}$

Será utilizado o pilar 2 para demonstração do dimensionamento dos pilares e e no final o resumo dos cálculos dos 3 pilares.

#### **a) Determinação do índice de esbeltez do pilar**

Segundo a NBR 6118/2014 no item 15.8.2 deve-se determinar qual o índice de esbeltez dos pilares afim de determinar quais as considerações a se usar no seu dimensionamento e se o mesmo pode ser utilizado caso o índice seja muito elevado deve-se mudar as suas dimensões. Para pilares com índice de esbeltez maior que 140 deve ser considerado o efeito de segunda ordem utilizando um coeficiente adicional no resultado final.

O índice de esbeltez e determinado pela equação:

$$\lambda = \frac{le}{i}$$

Onde:

$le$  – comprimento do pilar

$i$  – raio de giração da seção

Conforme a vinculação do pilar deve ser considerada o apresentado no item 15.2 da NBR 6118/2014 para determinar o  $le$ .

Como os pilares estão sendo travados pelas transversinas e possível conseguir uma rotula para assim diminuindo o comprimento de flambagem da estrutura sendo considerado assim a distância entre o bloco de fundação e a transversina intermediaria. Só apenas travados em apenas em uma direção e

como o comportamento do pilar circular e de agir em todas as direções com as mesmas características o pilar foi considerado como engastado na base e livre no topo, assim o  $l_e$  é considerado como 2, dobrando a altura do pilar de 2,15m para 4,30m.

O raio de giração da seção circular é dado por, como a seção é circular as propriedades em todas as direções são iguais:

$$i = \frac{d}{4} = \frac{0,6m}{4} = 0,15m$$

$$\lambda = \frac{2 \times 2,15m}{0,15m} = 28,67 < 35$$

O pilar é considerado curto, não sendo necessário a consideração de segunda ordem por ser menor que 140. A consideração de flüência só é obrigatória para  $\lambda > 90$ .

Para pilares com  $\lambda < 90$  a NBR 6118/2014 no item 15.8.3.3, demonstra o método para o dimensionamento do pilar seguindo o Método do pilar-padrão com curva aproximada.

## b) Excentricidades

A excentricidade inicial é dada pela relação entre o momento atuante na seção pelo esforço normal.

$$e_i = \frac{191,63kN.m}{2.938,49kN} = 6,52cm$$

A excentricidade acidental devido as imperfeições na execução do elemento é dado pela expressão:

$$e_a = \theta_1 \times l_e = \frac{1}{200} \times (2 \times 215)cm = 2,15cm$$

A excentricidade mínima de primeira ordem causado pela dimensão do elemento na seção considerada.

$$e_{1, \min} = 1,5 + 0,03 \times h = 1,5 + 0,03 \times 60cm = 3,30cm$$

A excentricidade de segunda não precisa ser considerada pois o pilar possui  $\lambda < 35$ , assim se desconsidera o efeito de segunda ordem local.

A excentricidade total causada na aplicação do esforço normal em relação ao cg e de:

$$e_{total} = e_i + e_a + e_{l, \min} = 6,52 + 2,15 + 3,30 = 11,97 \text{ cm}$$

### c) Dimensionamento

Como a norma indica utilizar os métodos simplificados para determinação da armadura, foi então utilizado os ábacos de dimensionamento apresentados por Montoya, ao qual se determinar duas ordenadas e se encontra o ponto de interseção entre elas, assim determinando uma taxa de armadura.

$$v = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} = \frac{2.938,49 \text{ kN}}{2.827,43 \text{ cm}^2 \times 1,79 \text{ kN / cm}^2} = 0,58$$

$$\mu = \frac{N_d \times e_{total}}{A_c \times h \times f_{cd}} = \frac{2.938,49 \text{ kN} \times 11,97 \text{ cm}}{2.827,43 \text{ cm}^2 \times 60 \text{ cm} \times 1,79 \text{ kN / cm}^2} = 0,12$$

Entrando com estes valores no abaco, chega ao valor de  $w = 0,10$

$$A_s = \frac{\omega \times A_c \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,20 \times 2.938,49 \text{ m}^2 \times 1,79 \text{ kN / m}^2}{43,5 \text{ kN / cm}^2} = 23,13 \text{ cm}^2$$

A área mínima e máxima para pilares, a máxima e de 8%, mas como ocorre transpasses entre lances de concretagem utiliza a metade deste valor para que não sobrecarregue a seção.

$$A_{s, \min} = 0,4\% \times A_c = \frac{0,4}{100} \times 2.938,49 \text{ cm}^2 = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \min} = 4\% \times A_c = \frac{4}{100} \times 2.938,49 \text{ cm}^2 = 113,10 \text{ cm}^2$$

A armadura transversal (estribos) deve atender as duas opções:

Diâmetro mínimo:

$$\phi_t \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} \end{array} \right\} = \frac{5 \text{ mm}}{16 \text{ mm}} = \frac{5 \text{ mm}}{4 \text{ mm}}$$

Espaçamento entre estribos:

$$st \leq \left\{ \frac{20cm}{b} \right\} = \frac{20cm}{80cm} = \frac{20cm}{80cm} = 19,2cm$$

Assim a armadura necessária para a seção e de 23,23 cm<sup>2</sup>, espalhada por toda a seção, com no mínimo 6 barras.

A armadura adotada será de 15 barras de  $\varnothing$  16,00 mm no total sendo.  $A_s = 30,16$  cm<sup>2</sup>, espalhados na face e a armadura transversal (estribos) de  $\varnothing$  5,00 mm c/ 12,5cm. Os detalhes dos pilares estão descritos na planta de ferragem.

Pilar P1		
Diâmetro	cm	60,00
Área	cm <sup>2</sup>	2.827,43
i	cm <sup>4</sup>	15,00
Fck	MPa	25,00
fcd	kN/cm <sup>2</sup>	1,79
Fyk	MPa	500,00
fyd	kN/cm <sup>2</sup>	43,48
le	cm	2,15
Engastado Base -		2,00
Livre no topo		4,30
$\lambda$		0,287
Nd	kN	1.964,09
Md	kN.m	171,45
ei	cm	8,73
ea	cm	2,15
e1i,min	cm	3,30
e max	cm	14,18
V	0,39	Tabelas
u	0,09	
w	0,15	
As	cm <sup>2</sup>	17,42
As,min	cm <sup>2</sup>	11,31
As,max	cm <sup>2</sup>	113,10

Pilar P2		
Diâmetro	cm	60,00
Área	cm <sup>2</sup>	2.827,43
i	cm <sup>4</sup>	15,00
Fck	MPa	25,00
fcd	kN/cm <sup>2</sup>	1,79
Fyk	MPa	500,00
fyd	kN/cm <sup>2</sup>	43,48
le	cm	2,15
Engastado Base -		2,00
Livre no topo		4,30
$\lambda$		0,287
Nd	kN	2.938,49
Md	kN.m	191,63
ei	cm	6,52
ea	cm	2,15
e1i,min	cm	3,30
e max	cm	11,97
V	0,58	Tabelas
u	0,12	
w	0,2	
As	cm <sup>2</sup>	23,23
As,min	cm <sup>2</sup>	11,31
As,max	cm <sup>2</sup>	113,10

Pilar P3		
Diâmetro	cm	60,00
Área	cm <sup>2</sup>	2.827,43
i	cm <sup>4</sup>	15,00
Fck	MPa	25,00
fcd	kN/cm <sup>2</sup>	1,79
Fyk	MPa	500,00
fyd	kN/cm <sup>2</sup>	43,48
le	cm	2,15
Engastado Base -		2,00
Livre no topo		4,30
$\lambda$		0,287
Nd	kN	2.703,07
Md	kN.m	172,89
ei	cm	6,40
ea	cm	2,15
e1i,min	cm	3,30
e max	cm	11,85
V	0,54	Tabelas
u	0,11	
w	0,15	
As	cm <sup>2</sup>	17,42
As,min	cm <sup>2</sup>	11,31
As,max	cm <sup>2</sup>	113,10

#### 21.4. Dimensionamento do bloco de fundação

O bloco de fundação tem como função transmitir as ações provenientes do pórtico de apoio até a base de fundação, o bloco e formado por três pilares circulares que se apoiam sobre ele. O bloco de fundação ira transmitir as ações

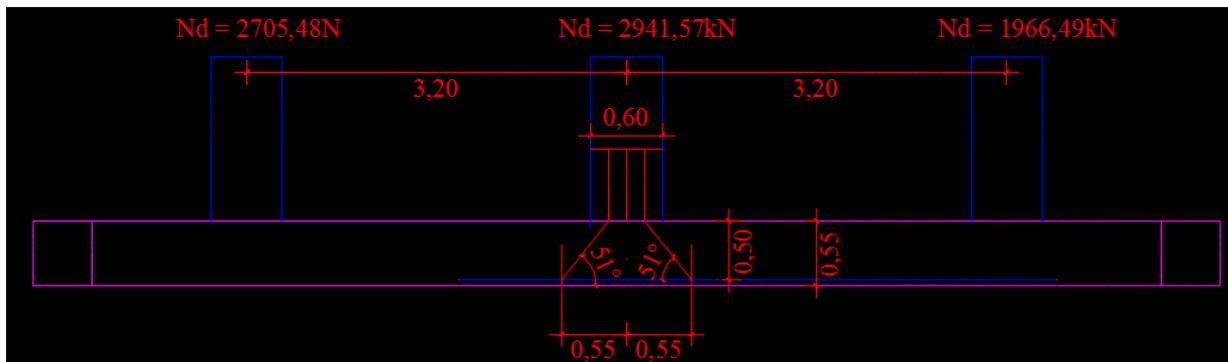
diretamente sobre a rocha são encontrada no local. Para que ocorra a transferência o bloco será ligado a rocha através de pinos perfurados diretamente na rocha e ligados com nata de cimento.

Para o dimensionamento do bloco de fundação as ações que atuam sobre ele já foram definidas para os demais elementos, apenas sendo necessário a obtenção das reações de apoio dos 3 pilares que fazem a transferência sobre ele do restante da estrutura.

A largura e comprimento pré-dimensionados foi em função das bielas de compressão que ocorrem no bloco, o ângulo de aplicação dos esforços até os a armadura devem estar entre  $40^\circ$  e  $55^\circ$  para que não ocorra risco de ruptura por punção.

Outro fator é que a dimensão tem função resistente ao elemento para que não ocorra tombamento da estrutura. Os pinos utilizados nos elementos têm a principal função de resistir a isto, não deixando ocorrer cisalhamento entre o solo e o elemento.

Figura 37 - Detalhe do bloco de fundação



O valor da carga  $N_d = 2.941,57 \text{ kN}$ , reação do pilar central sobre o bloco de fundação, o valor já determinado está incluso o peso próprio do bloco majorado, com a reação dos esforços do pórtico majorados.

Onde:

$e$  = espaçamento entre os pinos da mesma face = 110 cm

$ap$  = dimensão do elemento = 60 cm

$d$  = distância da armadura até a fibra mais afastada

Verificação da tensão na rocha:

A tensão de referência seguindo a NBR 6122/2010, apresenta alguns valores de referência para rochas, como não a uma análise específica se utiliza o menor valor para rochas sendo de 1,0 MPa = 1.000 kN/m<sup>2</sup>.

A área do bloco de fundação é de 10,45 m<sup>2</sup> e o valor total de carga aplicada é de 7.613,54 kN.

$$\sigma = \frac{7.613,54kN}{10,45m^2} = 728,57kN / m^2 < 1.000kN / m^2$$

Assim as tensões que chegam a rocha são atendidas não ocorrendo problemas.

Segundo apresentado na bibliografia a um aumento de 15% no esforço de tração que ocorre nas bielas de tração da parte inferior do bloco.

$$N_d = 2.941,57kN$$

#### a) Cálculo da armadura

$$T = \frac{N(2e - ap)}{8d} = \frac{2.941,57kN(2 \times 110cm - 60cm)}{8 \times 50cm} = 1.176,63kN$$

$$A_S = \frac{T}{F_{yd}} = \frac{1,15 \times 1.176,63kN}{43,48kN / cm^2} = 31,11cm^2 / m$$

#### b) Cálculo da armadura mínima

$$A_{S \min} = 0,15\% \times AC$$

$$A_{S \min} = \frac{0,15}{100} \times (55 \times 110cm)$$

$$A_{S \min} = 9,08cm^2$$

#### c) Armadura adotada

Armadura Principal:

$$A_s = 31,11cm^2$$

A armadura adotada de 10 barras de  $\varnothing 20,00$  mm possui  $31,42 \text{ cm}^2$ , para que se torne um bloco com alta resistência a armadura será utilizada na face superior e inferior.

$$A_s = 31,11 \text{ cm}^2 (\text{positiva})$$

$$A_s = 31,11 \text{ cm}^2 (\text{negativa})$$

Para os estribos:

O valor de referência utilizado para os estribos é  $1/4$  da armadura principal sendo assim, o valor definido de armadura para cisalhamento é de  $7,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ , sendo assim a armadura adota e de 3 pernas de estribos de  $\varnothing 8,0$  mm a cada  $15 \text{ cm}$ , possuindo armadura total de  $10,06 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

#### d) Cálculo da armadura de pele

Conforme a NBR 6118/2014, a armadura mínima lateral deve ser  $0,10\%$   $A_{c,alma}$  em cada face e composta por barras de aderência com espaçamento não maior que  $20 \text{ cm}$  (Item 17.3.5.2.3 da norma).

$$A_{c,alma} = b_w \times h = 110 \text{ cm} \times 55 \text{ cm} = 6.050,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,pele} = \frac{0,10}{100} \times A_{c,alma} = \frac{0,10}{100} \times 6.050,00 \text{ cm}^2 = 6,05 \text{ cm}^2$$

Em cada face  $6,05 \text{ cm}^2$  espaçados no máximo a  $20 \text{ cm}$ . Adotado 3 barras de  $\varnothing 16,0$  mm em cada face do bloco.

Fica assim registrado este memorial descritivo, composto por 83 páginas todas rubricadas e assinada na página final.

Palmeira das Missões, 30 de Agosto de 2015.

---

**Thiago da Silva Castro**  
**Engenheiro Civil**  
**Responsável Técnico**  
**CREA/RS: 197.569**