

# *MEMORIA DE CÁLCULO*

**PROJETO ESTRUTURAL  
PONTE SOBRE O ARROIO CHUVISQUEIRO  
MUNICIPIO DE RIOZINHO - RS**

DEZ/2017

VOLUME I



## Sumário

1. APRESENTAÇÃO .....	4
1.1. DADOS DA OBRA.....	4
2. MEMORIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA.....	4
3. NORMAS UTILIZADAS .....	5
4. PROGRAMA DE CÁLCULO .....	6
5. MEMORIA DE CÁLCULO .....	6
5.1. MODELO DE CÁLCULO A – MODELO MATEMATICO DA ESTRUTURA METALICA NA PÓS CURA, LAJE E LAJOTAS:.....	7
5.1.1. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS.....	7
5.1.2. PROPRIEDADES DAS BARRAS NO MODELO .....	7
5.1.3. PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS NO MODELO .....	8
5.1.4. TABELA DE PROPRIEDADES .....	8
5.1.5. CARREGAMENTOS .....	9
5.1.5.1. PESO PRÓPRIO .....	9
5.1.5.2. GUARDA RODAS.....	10
5.1.5.3. CARGA MOVEL.....	11
5.1.5.4. FRENAGEM OU ACELERAÇÃO .....	15
5.1.5.5. VARIAÇÃO DE TEMPERATURA .....	16
5.1.5.6. AÇÃO DO VENTO.....	16
5.1.6. GRUPOS DE CARGAS E COMBINAÇÕES .....	17
5.1.7. RESULTADOS E DIMENSIONAMENTOS.....	19
5.1.7.1. LONGARINAS METÁLICAS .....	19
5.1.7.2. TRANSVERSINAS METÁLICAS.....	25
5.1.7.3. DIMENSIONAMENO DOS APARELHOS DE APOIO EM NEOPRENE FRETADO:.....	28
5.1.7.4. LIGAÇÕES.....	34
5.1.7.5. LAJE PRINCIPAL E LAJOTAS.....	44
5.1.7.5.1. COMBINAÇÃO ULTIMA NORMAL NA PÓS CURA: .....	45
5.1.7.5.2. COMBINAÇÃO ULTIMA NORMAL NA PRÉ CURA: .....	52
5.2. MODELO DE CÁLCULO B – MODELO MATEMATICO DA ESTRUTURA METÁLICA NA PRÉ CURA: .....	57
5.2.1. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS.....	57



---

5.2.2.	PROPRIEDADES DAS BARRAS NO MODELO .....	58
5.2.3.	CARREGAMENTOS .....	58
5.2.3.1.	PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA METÁLICA .....	58
5.2.3.2.	PESO PRÓPRIO DAS LAJOTAS E CAPA DE CONCRETO .....	59
5.2.3.3.	CARGA ACIDENTAL REFERENTE À CONSTRUÇÃO:.....	60
5.2.4.	GRUPOS DE CARGAS E COMBINAÇÕES .....	60
5.2.5.	RESULTADOS NA PRÉ CURA E VERIFICAÇÃO DOS DIMENSIONAMENTOS ..	61
5.2.5.1.	LONGARINAS METÁLICAS .....	61
5.2.5.2.	TRANSVERSINAS METÁLICAS.....	65
5.3.	MODELO DE CÁLCULO C - MODELO MATEMATICO DO ENCONTRO E LAJE DE TRANSIÇÃO: .....	67
5.3.1.	CARACTERISTICAS GEOMETRICAS.....	67
5.3.2.	PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS.....	68
5.3.3.	CARREGAMENTOS .....	69
5.3.3.1.	PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA DE CONCRETO.....	69
5.3.3.2.	PESO PRÓPRIO DO ATERRO: .....	69
5.3.3.3.	EMPUXO:.....	70
5.3.3.4.	CARGA MÓVEL:.....	71
5.3.3.5.	Reações da superestrutura:.....	72
5.3.4.	GRUPOS DE CARGAS E COMBINAÇÕES .....	74
5.3.5.	RESULTADOS E DIMENSIONAMENTOS.....	75
5.3.5.1.	PAREDE FRONTAL DO ENCONTRO.....	75
5.3.5.2.	CORTINA DO ENCONTRO.....	81
5.3.5.3.	LAJE DE TRANSIÇÃO .....	87
5.3.5.4.	PAREDE LATERAL E SAPATA .....	93



## 1. APRESENTAÇÃO

O presente trabalho corresponde à execução de Projeto estrutural para ponte sobre o Arroio do Chuvisqueiro.

### 1.1. DADOS DA OBRA

**Obra:** Ponte sobre o arroio Chuvisqueiro  
**Tipo de obra:** Ponte Rodoviária em estrutura mista  
**Localização:** Riozinho - RS  
**Situação geométrica:** Obra em nível  
**Extensão:** 20m  
**Largura:** 7,00m  
**Trem tipo:** 45tf

➤ **Agressividade Ambiental:** Classe de Agressividade Ambiental II

➤ **Materiais**

- **Aço USI CIVIL 350 ou equivalente** fyk = 350 Mpa
- **Aço comum: CA – 50** fyk = 500 Mpa
- **Elementos em concreto armado:**
  - **Superestrutura: C30** fck = 30 Mpa
  - **Mesoestrutura: C30** fck = 30 Mpa

## 2. MEMORIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

A Ponte sobre o arroio Chuvisqueiro possui extensão de 20m, em um vão único em estrutura mista, em seção composta por três vigas metálicas travadas por diafragmas em perfil soldado.

A ponte possui largura total de 7,00m, com as pistas de acordo com o seguinte gabarito: duas faixas de 3,0m, sarjetas de 0,1m cada e dois guarda-rodas de 0,40m cada.



Os encontros serão do tipo pesado, formados por cortina de encontro sobre estacas, paredes laterais sobre sapatas e laje de transição. Os aparelhos de apoio são do tipo neoprene fretado.

A infraestrutura será composta por blocos de fundação sobre estacas raiz injetadas.

Por tratar-se de via rural não serão indicadas juntas de vedação.

### 3. NORMAS UTILIZADAS

Os estudos e projetos atendem o prescrito na IS-214, bem como o Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias - DNIT/2004, publicação IPR-709, a Norma de Inspeções de Pontes - DNIT-010/2004-PRO, o Manual de Projeto de Obras de Arte Especiais - DNER/1996 e demais Normas da ABNT, aplicáveis ao caso.

- NBR 7187/2003 – Projeto de pontes de concreto armado e protendido – Procedimento – ABNT;
- NBR 7188/2014 – Cargas móveis em pontes rodoviárias e passarela de pedestre – ABNT;
- NBR 6120/1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – ABNT;
- NBR 8681/2003 – Ações e Segurança nas estruturas – Procedimento – ABNT;
- NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento – ABNT;
- NBR 6122/2010 – Projeto e execução de fundações – ABNT.
- NBR 8800/2008 – Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto – ABNT.
- NBR 9062/2006 – Projeto e execução de concreto pré-moldado - ABNT
- NBR 10839/1989 – Execução de obras especiais em concreto armado protendido – ABNT
- Normas, manuais e especificações aplicáveis ao caso.
- AASHTO – Standard specification for highway bridges /2002 – 17ª edition
- AASHTO LRFD – Bridge Design Specifications, 7th Edition, 2014.



#### 4. PROGRAMA DE CÁLCULO

Para a determinação dos esforços solicitantes será utilizado o programa computacional STRAP (StructuralAnalysisProgram), versão PRO ADVANCED 2012,.

Este programas será utilizado para a geração da geometria dos modelos, composição de cargas, verificação de resultados e dimensionamento da estrutura metálica.

Para facilitar a construção de modelos estruturais, os programas estão divididos nas seguintes etapas:

- Geração da geometria: determinação das propriedades mecânicas das barras e dos elementos;
- Definição das condições de contorno (rotulas, apoios simples, engastes, molas,etc.);
- Definição dos carregamentos considerados (peso próprio, sobrecargas, cargas moveis, vento, etc.);
- Cálculo matricial do modelo;
- Verificação dos resultados.

Para o dimensionamento das peças em concreto bem como das fundações foram utilizadas as planilhas de cálculo da própria projetista.

#### 5. MEMORIA DE CÁLCULO

Para o cálculo da estrutura foram utilizados 3 modelos matemáticos:

Modelo de cálculo a: Modelo matemático da superestrutura, longarinas, transversinas, lajotas e laje.

Modelo de cálculo b: Modelo matemático da estrutura metálica na pré-cura.

Modelo de cálculo c: Modelo matemático do encontro e laje de transição

## 5.1. MODELO DE CÁLCULO A – MODELO MATEMÁTICO DA ESTRUTURA METÁLICA NA PÓS CURA, LAJE E LAJOTAS:

Modelo que leva em conta a superestrutura na condição final de rigidez (pós cura) sem consideração de molas nos apoios. Visa avaliar e dimensionar a estrutura metálica de longarinas e transversinas.

### 5.1.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

#### Modelo matemático

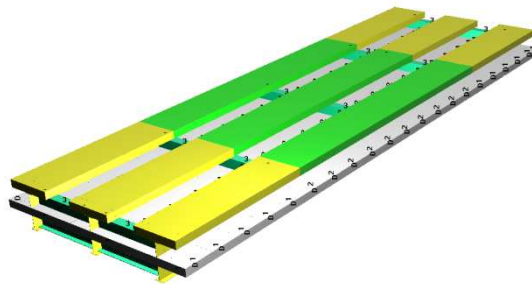


Figura 1: modelo matemático renderizado

### 5.1.2. PROPRIEDADES DAS BARRAS NO MODELO

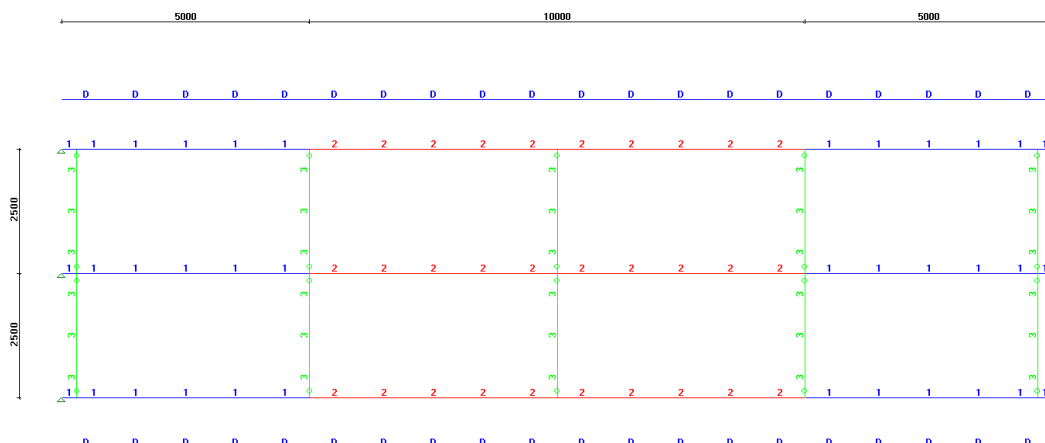


Figura 2: Propriedade das barras



### 5.1.3. PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS NO MODELO

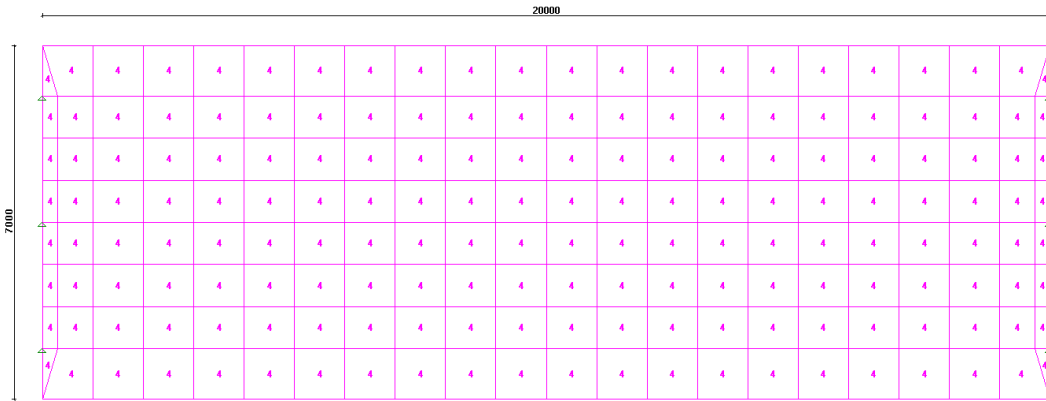


Figura 3: Propriedade dos elementos

### 5.1.4. TABELA DE PROPRIEDADES

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)					
<b>PROPERTY NO. 1</b>					
A=0.6532E+03	I2=0.1005E+07	I3=0.8999E+06	J=0.3681E+05	SF2=0.500	
Material = 2 - STEE	Perimeter=348.20			SF3=0.500	
h2=30.000	h3=115.000	e2=15.000	e3=57.500		
Topping:	T=25.0	B= 150	D=.000		Mat=1
115	.900				
	30.0				
<b>PROPERTY NO. 2</b>					
A=0.6634E+03	I2=0.1120E+07	I3=0.9006E+06	J=0.3683E+05	SF2=0.500	
Material = 2 - STEE	Perimeter=348.20			SF3=0.500	
h2=30.000	h3=115.000	e2=15.000	e3=60.563		
Topping:	T=25.0	B= 150	D=.000		Mat=1
115	14.6	.900	14.6		
		30.0			





PROPERTY NO. 3				
A=0.1718E+03	I2=0.3149E+06	I3=0.5632E+04	J=0.6501E+02	SF2=0.500
Material = 2 - STEE	h2=30.000	h3=110.000	Perimeter=338.20	SF3=0.500
			e2=15.000	e3=55.000
110	.900		x3	
			x2	
	30.0		1.25	
PROPERTY NO. 4				
Thickness =	25.000			
Material = 1 - C30				SF3=0.000

### 5.1.5. CARREGAMENTOS

Nas imagens a seguir as cargas apresentadas estão em toneladas. Após a modelagem da estrutura, foram considerados os seguintes carregamentos.

#### 5.1.5.1. PESO PRÓPRIO

O peso próprio, é função do peso específico dos materiais em questão, exibidos conforme a tabela a seguir.

Material	$\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Concreto Armado	2,5	25
Concreto Protendido	2,5	25
Concreto Simples	2,2	22
Aço	7,85	78,5

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio.

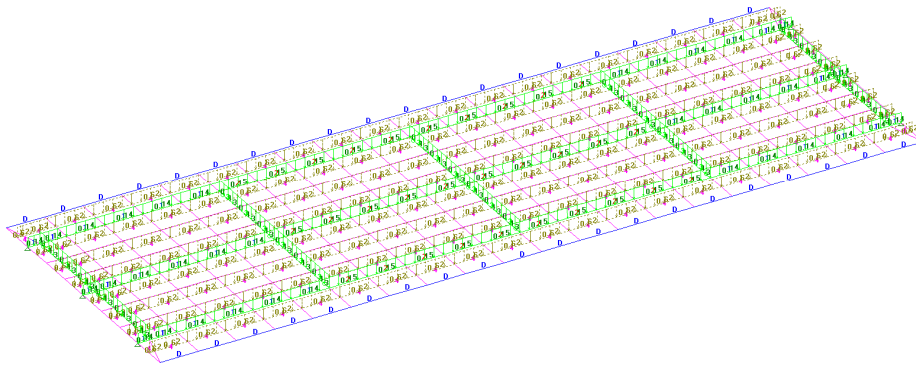


Figura 4: peso próprio

#### 5.1.5.2. GUARDA RODAS

Foi adotado um carregamento uniforme de 550 kg/m (0,55 ton./m), equivalente ao peso próprio do guarda-rodas padrão utilizado pela contratante.

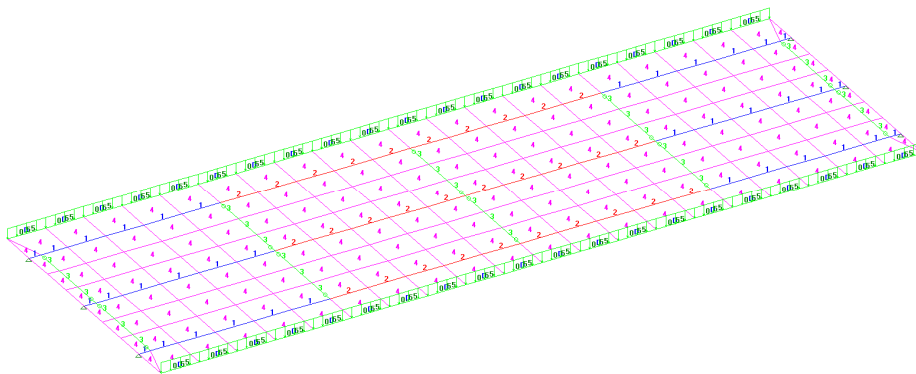


Figura 5: guarda rodas

### 5.1.5.3. CARGA MOVEL

Segundo a NBR 7188/2014 a carga móvel rodoviária é composta de um veículo tipo e de cargas uniformemente distribuídas, de acordo com a tabela:

Cargas dos Veículos								
Classe da Ponte	Veículo		Cargas Uniformemente Distribuídas					Disposição da carga
	Tipo	Peso Total		$p$		$p'$		
		kN	tf	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 Carga $p'$ nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	

Segundo a norma foi adotada, para fins de cálculo, a carga móvel rodoviária padrão TB-450, na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total circundado por uma carga uniformemente distribuída constante de 5kN/m<sup>2</sup> (carga de multidão).

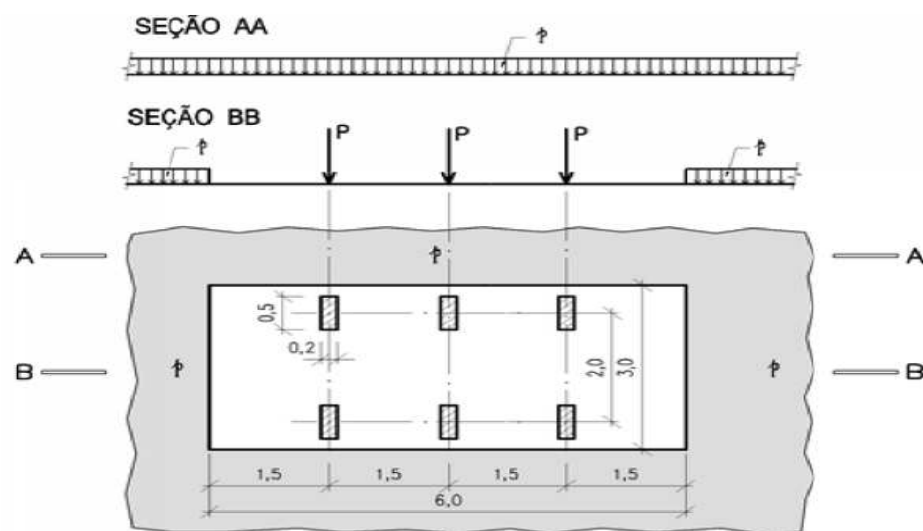


Figura 6: carga móvel



## Veículo tipo

O veículo tipo possui 6 rodas com cargas verticais estáticas  $P = 75\text{KN}$  cada. Possui 3 eixos de carga afastados entre si 1,5m e de largura 2m. As cargas que constituem o trem-tipo, mantêm entre si distâncias constantes, mas a sua posição com a linha de influência é variável e deve ser tal, que produza na seção considerada do elemento em estudo um máximo ou mínimo da sollicitação. Diz ainda a NBR 7188/2014 que para obter efeitos mais desfavoráveis deve haver uma distância de 25 cm entre a roda do veículo e o guarda-rodas. Além das cargas estáticas o veículo tipo será inserido no modelo já amplificado por coeficientes de majoração conforme visto adiante.

## Carga distribuída

A carga distribuída “p” é aplicada sob todo o tabuleiro da estrutura. É uma carga fictícia, e procura levar em consideração a ocupação dos demais veículos na estrutura. Segundo a NBR 7188/2014 deve-se considerar  $500 \text{ kg/m}^2$  ( $0,5 \text{ ton./m}^2$ ) para a carga nas faixas de rodagem. Além desse valor estático a carga distribuída será inserida no modelo já amplificada por coeficientes de majoração conforme visto adiante.

## Coeficientes de majoração das cargas móveis:

Conforme a norma NBR 7188/2014, além do efeito estático das cargas móveis, são aplicados coeficientes de impacto sob os valores de carregamento gerado tanto pelo veículo tipo como pela carga de multidão.

Conforme a norma a definição dos coeficientes de majoração das cargas móveis é apresentada da seguinte forma:

Veículo tipo:  $Q = P \times CIV \times CNF \times CIA$ , sendo:

$Q$  = carga concentrada majorada

$P$  = carga vertical estática =  $75\text{KN}$

Carga de multidão:  $q = p \times CIV \times CNF \times CIA$ , sendo:

$q$  = carga de multidão majorada

$p$  = carga de multidão estática =  $5\text{KN/m}^2$

A seguir são definidos os coeficientes de majoração:



**CIV – Coeficiente de Impacto Vertical:** amplifica a ação da carga estática simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores.

$$CIV = 1 + 1,06 \times (20 / L + 50)$$

Sendo L o vão de 20m, temos:

$$CIV = 1,302$$

**CNF: Coeficiente do Numero de Faixas:** corrige distorções estatísticas

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

n: número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

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

**CIA: Coeficiente de Impacto Adicional:** consiste em coeficiente destinado à majoração da carga móvel característica devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso juntas de dilatação e nas extremidades das obras, estruturas de transição e acessos. Os esforços das cargas móveis verticais devem ser majorados na região das juntas estruturais e extremidades da obra. 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, abaixo definido.

CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas

CIA = 1,15 para obras em aço

Na obra por tratar-se de obra mista usaremos o coeficiente CIA = 1,25.

De tal forma a carga móvel é majorada e inserida no modelo de cálculo como segue:

Carga distribuída:

Para o trecho corrente

$$q = p \times CIV \times CNF \times CIA = 5 \text{KN/m}^2 \times 1,302 \times 1 \times 1,25 = 8,13 \text{KN/m}^2$$

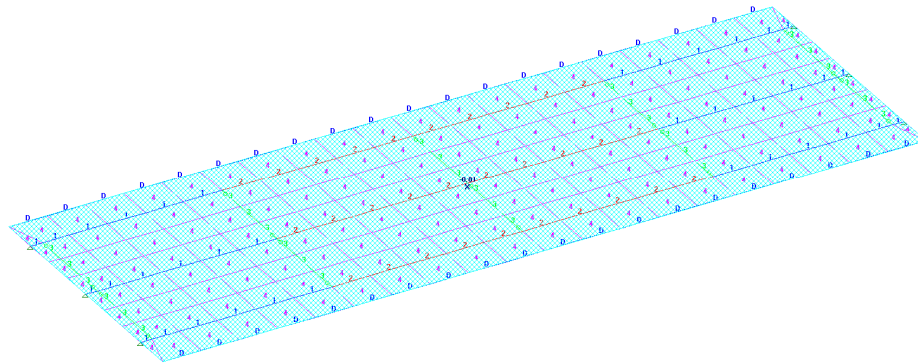


Figura 7: carga móvel distribuída

Veículo tipo:

Para o trecho corrente

$$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA = 75\text{KN} \times 1,302 \times 1 \times 1,25 = 122,06\text{KN}$$

Dado que a carga de multidão majorada foi aplicada no modelo computacional em toda a área do tabuleiro podemos reduzir o valor dos veículos tipo na área do trem-tipo (18m<sup>2</sup>).

Para o trecho corrente

$$Q = 122,06 - (8,13 \times 18/6) = 97,67\text{KN}$$

Equivale a um coeficiente de impacto = 1,302

As posições do veículo tipo são variáveis ao longo da linha de influência, exercendo, ao todo, 10 posições distintas com espaçamento entre veículos tipo constante. Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação do veículo tipo inicial.

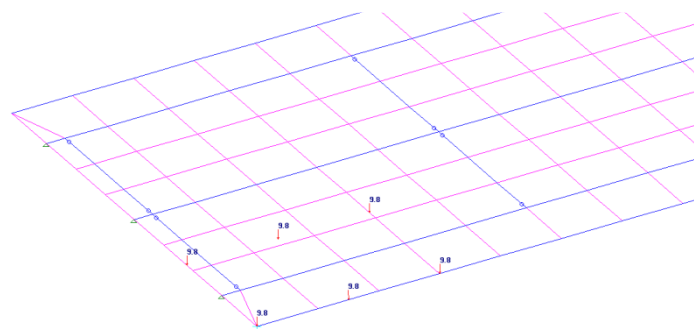


Figura 8: posição do trem-tipo inicial



#### 5.1.5.4. FRENAGEM OU ACELERAÇÃO

As cargas horizontais devido à frenagem e/ou aceleração, aplicados no nível do pavimento, são um percentual da carga vertical característica dos veículos aplicados sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável e concomitante com a respectiva carga vertical.

Frenagem: 5% da carga móvel distribuída

$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$ , em [kN] onde:

B: largura efetiva [m] da carga distribuída de 5kN/m<sup>2</sup>.

L: comprimento concomitante [m] da carga distribuída.

$$H_f = 0,25 \times 7 \times 20 \times 1 = 35 \text{ KN}$$

Aceleração do veículo tipo: 30% do veículo tipo

$$H_f \geq 135 \text{ kN}$$

Logo, o maior carregamento equivale a 0,096 tf/m<sup>2</sup> aplicado no nível do tabuleiro. Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação.

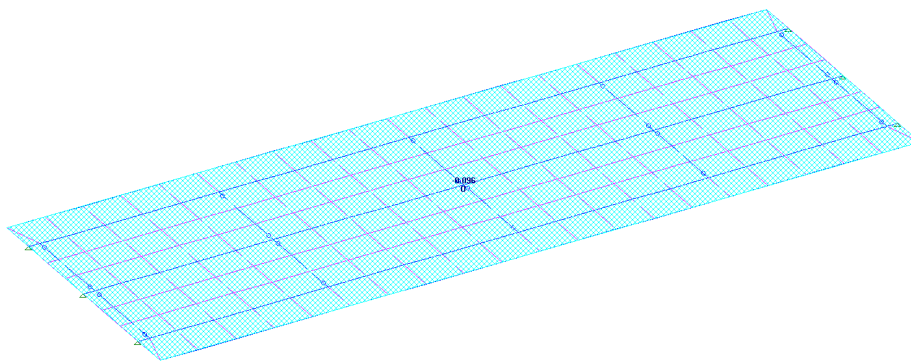


Figura 9: aceleração



### 5.1.5.5. VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

Para que ocorram deformações longitudinais de contração ou expansão em uma determinada peça, é necessária uma temperatura que se mantenha constante por um longo período. Para fins de cálculo, adotou-se, segundo valores padrões para a região uma amplitude térmica de 15°C.

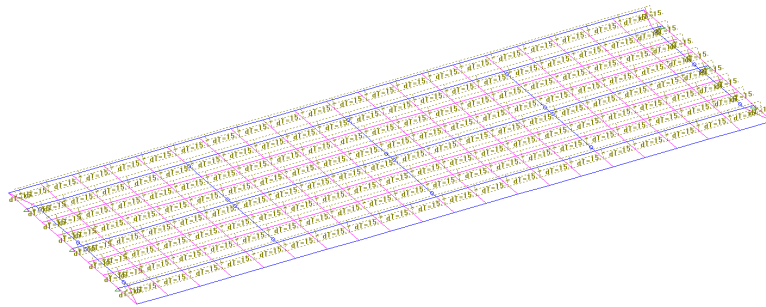


Figura 10: Variação de temperatura (contração/expansão)

### 5.1.5.6. AÇÃO DO VENTO

De acordo com a NBR 7187/2003 o vento é considerado uma força horizontal agindo normalmente ao eixo da estrutura e uniformemente distribuído ao longo desse eixo. Foram considerados no modelo dois carregamentos relativos ao vento:

**Obra descarregada:** utilizada uma carga de 150kg/m<sup>2</sup> agindo sobre a superfície lateral do guarda rodas, laje e viga.

$$\text{Guarda rodas + laje} = (150\text{kg/m}^2 \times (0,87\text{m} + 0,25\text{m})) = 168\text{kg/m}$$

$$\text{Viga lateral} = (150 \times 1,15\text{m}) = 172,5\text{kg/m}$$

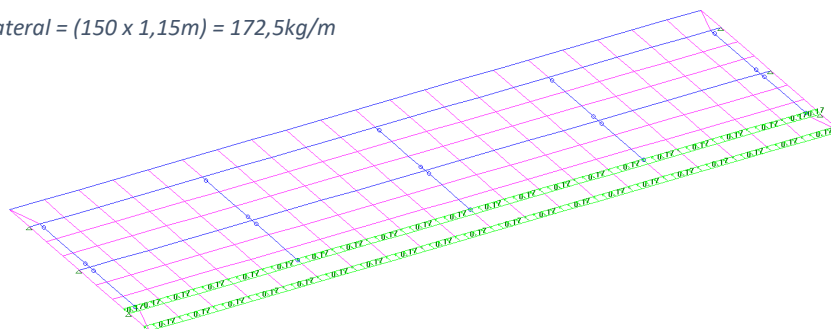


Figura 11: vento com obra descarregada





**Obra carregada:** utilizado carregamento de 100kg/m agindo sobre a superfície lateral do guarda rodas, acrescido da projeção de um plano vertical normal a estrutura com 2m de altura, representando a ação de vento na estrutura e nos veículos.

$$\text{Guarda rodas + laje+ veiculo} = (100\text{kg/m}^2 \times (0,87\text{m} + 0,25\text{m} + 2\text{m})) = 312\text{kg/m}$$

$$\text{Viga lateral} = 100\text{kg/m}^2 \times 1,15\text{m} = 115\text{kg/m}$$

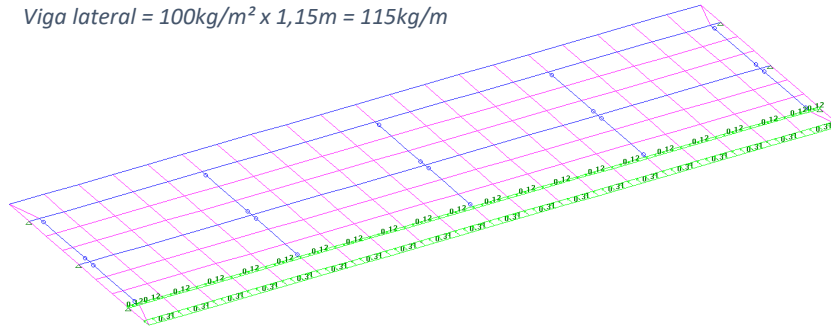


Figura 12: vento com obra carregada

### 5.1.6. GRUPOS DE CARGAS E COMBINAÇÕES

Para o dimensionamento da estrutura metálica foram utilizados os grupos de carregamentos e combinações apresentados abaixo:

#### **Cargas permanentes (CP):**

Ações cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Compreendem:

- Carga proveniente do peso próprio da estrutura;
- Carga proveniente do peso de guarda rodas;

#### **Cargas móveis (CM):**

São aquelas de caráter transitório, compreendem:

- Carga móvel distribuída;
- Carga móvel – veículo tipo.



### Cargas de temperatura (CT):

- Variação de temperatura

### Cargas de vento (CV):

- Vento – Obra carregada
- Vento – Obra descarregada

### Cargas horizontais (FR):

- Frenagem ou aceleração

Para o Estado Limite Ultimo (ELU) foram utilizadas as seguintes combinações de esforços:

	CP	CM	CT	CV	FR
ÚLTIMA NORMAL (CM+FRENAGEM)	1.35	1.5	0.72	0,84	1.5
ÚLTIMA NORMAL (CM)	1.35	1.5	0.72	0,84	
ÚLTIMA NORMAL (CT+FRENAGEM)	1.35	1.05	1.2	0,84	1.05
ÚLTIMA NORMAL (CT)	1.35	1.05	1.2	0,84	
ÚLTIMA NORMAL (CV+FRENAGEM)	1.35	1.05	0.72	1,4	1.05
ÚLTIMA NORMAL (CV)	1.35	1.05	0.72	1,4	

Após o processamento da estrutura foram obtidos os esforços para a condição mais desfavorável de solicitações para o dimensionamento das peças metálicas.



## 5.1.7. RESULTADOS E DIMENSIONAMENTOS

### 5.1.7.1. LONGARINAS METÁLICAS

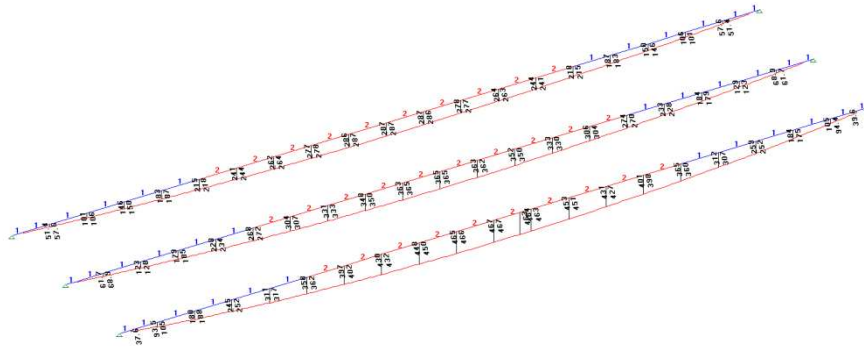


Figura 13: momento fletor máximo  $ELU = 467\text{tf.m}$

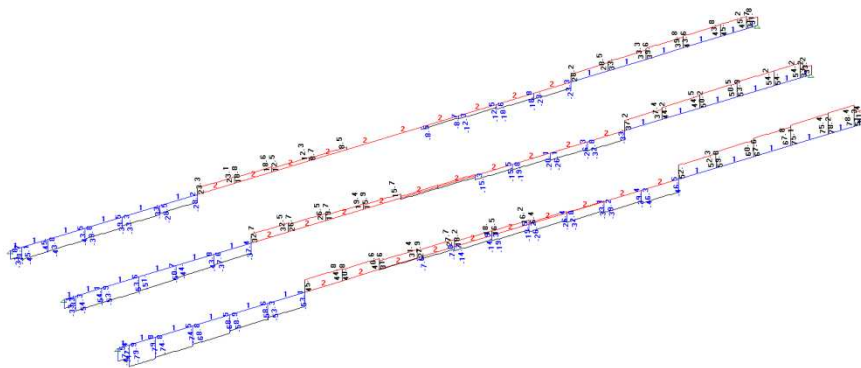


Figura 14: esforço cortante máximo  $ELU = 79.9\text{tf}$



## Verificação estrutural segundo a AASHTO LRFD – Bridge Design Specifications, 7th Edition, 2014.

Análise da solicitação /capacidade de cada perfil da longarina:

Perfil dos apoios: 64%

Perfil do vão: 95%

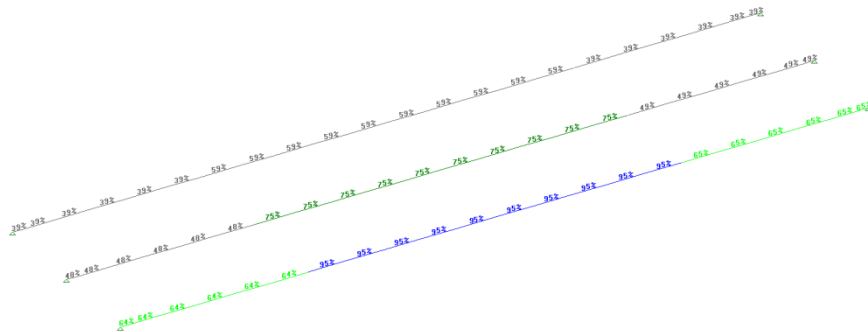


Figura 15: solicitação/capacidade das longarinas

### Perfil dos apoios: Apenas a viga mais carregada

Detailed Results Table							
Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.							
Beam: 31, 280, 279, 278, 277, 12	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;">13</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;">5</div> <div style="margin-left: 10px;"> </div> </div>						
CONSTRAINTS				DESIGN DATA			
- Sections :	Check			- Kx = 1.00	- Ky = 1.00		
- Steel Grade:	Fy 50			- Allow. Slend. : 200 (compr.) 240 (tens.)			
				- Allowable Deflection : 1/360			
				- Tension Area Reduction Factor : 1.00			
				- Building type : Unbraced			
INTERMEDIATE SUPPORTS							
L =	0.30	0.30	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00
Lat.-Tors.	+	+-	+	+	+	+	+-
	X	X Y	X	X	X	X	X Y



### TOPPING

Conc. thickness:	250mm	Single stud capacity:	76.0kN
Conc. width:	1500mm	No. of studs:	compute
Deck rib height:	0mm	Axial force:	ignore
Conc. strength (fc)	30.00mPa	Minor moment:	ignore
Topping is at:	+x3	Reinf. area:	0mm <sup>2</sup> (Fy= 340mPa)
Multiply n=E/Ec for long term loads by:	3.0	n=	8.0

Required no. of studs: 257.1

Section: Property no. 1

Ix = 454214 Iy = 7218.20cm<sup>4</sup> Zx = 9349 Zy = 763.7cm<sup>3</sup> Area = 235.8  
hw = 1150.00 bf = 300.00mm tw = 12.50 tf = 16.00mm ey = 575.0mm  
bf2= 300.00mm tf2= 16.00mm

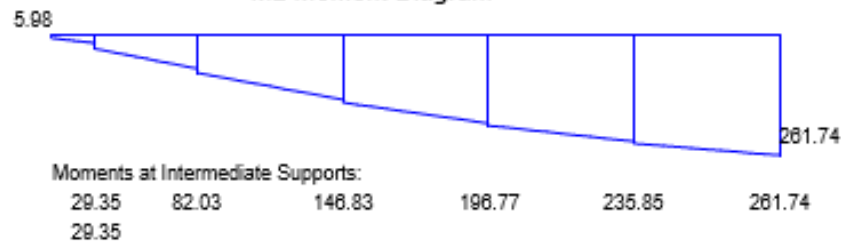
J = 154.66 Cw = 23.15dm<sup>6</sup>

Composite properties (short term , long term) :

I = 1247241.88 , 922801.44 Z = 16890.06

DESIGN COMBINATION = 82

M2 Moment Diagram



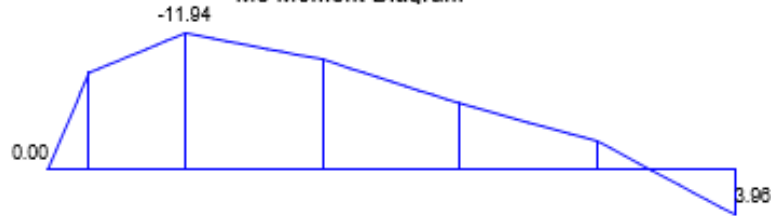
Max. AXIAL Force = 0.00 (tens.) Max. SHEAR Force = 62.35



Detailed Results Table

Moments: ton\*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

M3 Moment Diagram



Moments at Intermediate Supports:

-8.46    -11.94    -9.63    -5.77    -2.48    3.96  
 -8.46

Max. AXIAL Force = 0.00 (tens.) Max. SHEAR Force = 28.24

SECTION CLASSIFICATION: \*\*\* NON-COMPACT \*\*\*

Limiting Ratios:	Compa	Non-Compact	
d/t= 92.00	< 90.6	163.0	(Fy= 352.3 R = 0.000 )
b/t= 9.38	< 9.2	10.7	

SECTION CLASSIFICATION (Composite): \*\*\* COMPACT \*\*\*

Limiting Ratios:	Compa	Non-Compact	
d/t= 1.00	< 90.6	163.0	(Fy= 352.3 R = 0.000 )

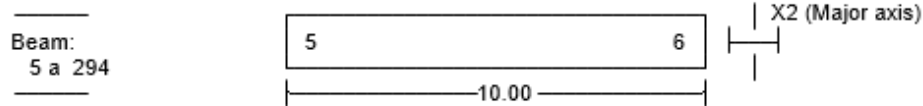
DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
V3 Shear 6.10.7.2-3	$V_u/V_n < 1.00$ $V_n = 4.55 \cdot t_w \cdot E/D$	$A_v = 139.75$	$V_u = 62.35$ $V_n = 162.28$	0.38
M2 Moment 6.10.4-1 without LTB Notes:	$M$ _____ < 1.00 $\phi^* M_n$ Topping is in compression	$Z = 16890.06$ $\phi_f = 1.00$	$M = 261.74$ $M_n = 555.93$	0.47



### Perfil do vão: Apenas a viga mais carregada

Detailed Results Table

Moments: ton<sup>2</sup>/meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.



**CONSTRAINTS**

- Sections : Check
- Steel Grade: Fy 50

**DESIGN DATA**

- Kx = 1.00 - Ky = 1.00
- Allow. Slend. : 200 (compr.) 240 (tens.)
- Allowable Deflection : 1/360
- Tension Area Reduction Factor : 1.00
- Building type : Unbraced

**INTERMEDIATE SUPPORTS**

L =	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.0
Lat.-Tors.	+	+	+	+	+	+ -	+	+	+	+
Compress.	X	X	X	X	X	X Y	X	X	X	X

L =	10.00
Lat.-Tors.	+ -
Compress.	X Y

**TOPPING**

Conc. thickness:	250mm	Single stud capacity:	76.0kN
Conc. width:	1500mm	No. of studs:	compute
Deck rib height:	0mm	Axial force:	ignore
Conc. strength (fc)	30.00mPa	Minor moment:	ignore
Topping is at:	+x3	Reinf. area:	0mm <sup>2</sup> (Fy= 340mPa)
Multiply n=E/Ec for long term loads by: 3.0 , n= 8.0			

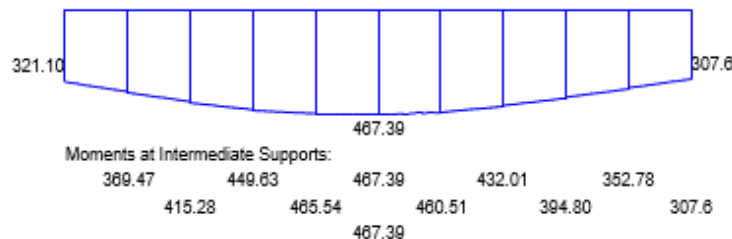
Required no. of studs: 214.4

Section: Property no. 2

Ix = 413456 Iy = 7206.79cm<sup>4</sup> Zx = 8255 Zy = 742.6cm<sup>3</sup> Area = 196.6  
 hw = 1150.00 bf = 300.00mm tw = 9.00 tf = 16.00mm ey = 575.0mm  
 bf2 = 300.00mm tf2 = 16.00mm  
 J = 107.83 Cw = 23.15dm<sup>6</sup>  
 Composite properties (short term , long term) :  
 I = 1116607.88 , 848202.31 Z = 14440.92

DESIGN COMBINATION = 35

M2 Moment Diagram

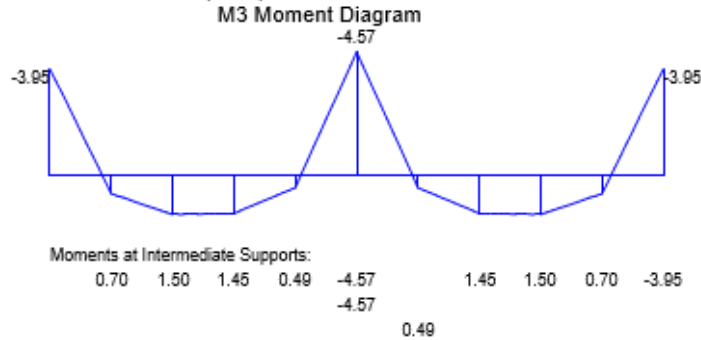




**Detailed Results Table**

Moments: ton\*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

Max. AXIAL Force = 0.00 (tens.) Max. SHEAR Force = 43.41



Max. AXIAL Force = 0.00 (tens.) Max. SHEAR Force = 5.10

**SECTION CLASSIFICATION: \*\*\* NON-COMPACT \*\*\***

Limiting Ratios:	Compa	Non-Compact	
d/t=127.78	< 90.6	163.0	(Fy= 352.3 R= 0.000 )
b/t= 9.38	< 9.2	9.9	

**SECTION CLASSIFICATION (Composite): \*\*\* COMPACT \*\*\***

Limiting Ratios:	Compa	Non-Compact	
d/t= 1.00	< 90.6	163.0	(Fy= 352.3 R= 0.000 )

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
V3 Shear 6.10.7.2-3	$V_u/V_n < 1.00$ $V_n = 4.55 \cdot t_w \cdot  *E/D$	$A_v = 100.62$	$V_u = 43.41$ $V_n = 60.57$	0.72
M2 Moment 6.10.4-1 without LTB Notes:	$M$ _____ < 1.00 $\phi_f \cdot M_n$ Topping is in compression	$Z = 14440.92$ $\phi_f = 1.00$	$M = 467.39$ $M_n = 489.84$	0.95





### 5.1.7.2. TRANSVERSINAS METÁLICAS

#### Esforços solicitantes máximos

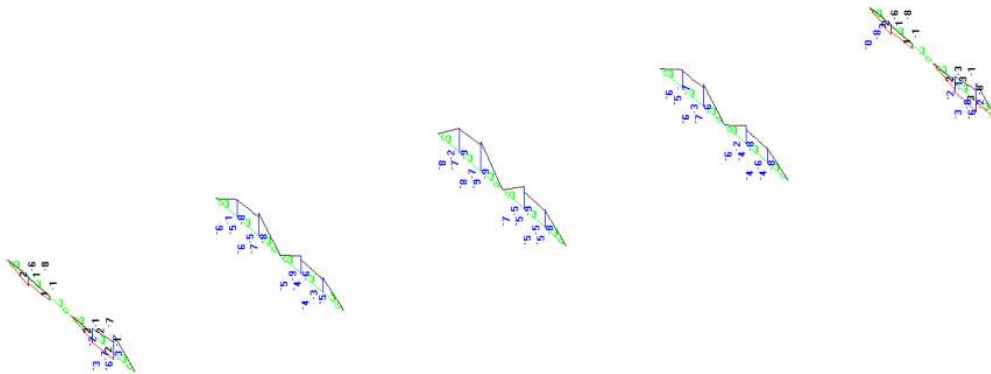


Figura 16: momento fletor máximo = 9.9tf.m

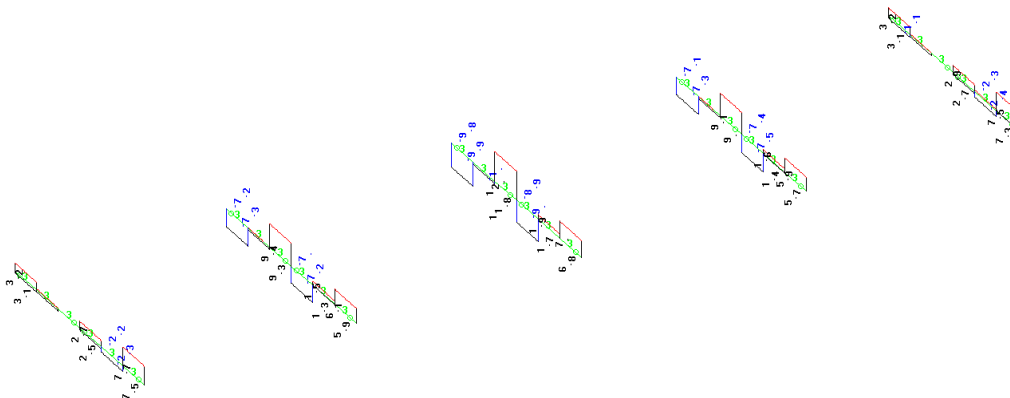


Figura 17: esforço cortante máximo = 12tf



**Verificação estrutural segundo a AASHTO LRFD – Bridge Design Specifications, 7th Edition, 2014.**

Análise da solicitação /capacidade de cada perfil da transversina mais carregada:

Perfil da transversina mais carregada: 19%

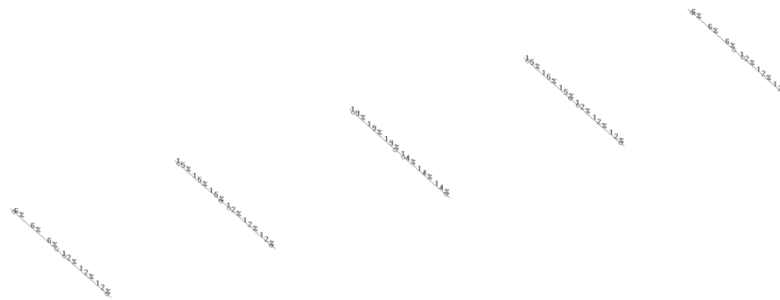


Figura 18: solicitação/capacidade da transversina

Detailed Results Table			
Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.			
Beam: 17, 283, 284	19	23	X2 (Major axis)
	2.50		
<b>CONSTRAINTS</b>		<b>DESIGN DATA</b>	
- Sections :	Check	- Kx = 1.00	- Ky = 1.00
- Steel Grade:	Fy 50	- Allow. Slend. :	200 (compr.) 240 (tens.)
		- Allowable Deflection :	1/360
		- Tension Area Reduction Factor :	1.00
		- Building type :	Unbraced
<b>INTERMEDIATE SUPPORTS</b>			
L =	0.83	1.66	
Lat.-Tors.	+	+	
Compress.	X	X	

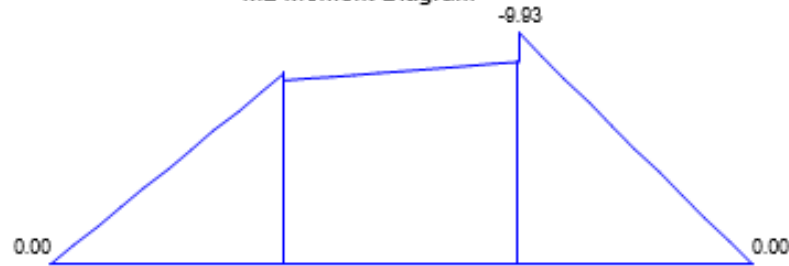


Section: Property no. 3

$I_x = 314930$   $I_y = 5631.53\text{cm}^4$   $S_x = 5726$   $S_y = 375.4\text{cm}^3$   $\text{Area} = 171.8$   
 $h_w = 1100.00$   $b_f = 300.00\text{mm}$   $t_w = 9.00$   $t_f = 12.50\text{mm}$   
 $J = 65.01$   $C_w = 16.65\text{dm}^6$

DESIGN COMBINATION = 35

M2 Moment Diagram



Moments at Intermediate Supports:

-8.18                      -8.68

Max. AXIAL Force = 39.42 (tens.)    Max. SHEAR Force = 11.99

SECTION CLASSIFICATION: \*\*\* SLENDER \*\*\*

Limiting Ratios:	Compa	Non-Compact	
$d/t=119.44$	< 90.6	163.0	( $F_y=352.3$ $R=-0.065$ )
$b/t=12.00$	< 9.2	10.1	

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
V3 Shear 6.10.7.2-3	$V_u/V_n < 1.00$ $V_n = 4.55 \cdot t_w \cdot  *E/D$	$A_v = 96.75$	$V_u = 11.99$ $V_n = 62.99$	0.19
M2 Moment 6.10.4-1 without LTB	$\frac{M}{\phi \cdot M_n} < 1.00$	$S = 5726.00$ $\phi_f = 1.00$	$M = 9.93$ $M_n = 179.64$	0.06

Detailed Results Table

Moments: ton\*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
Axial Force 6.8.2.1-2	$\frac{P_u}{0.95A_g F_y} < 1.00$	$(kL/r)_x = 2$ $(kL/r)_y = 44$	$P_u = 39.42$ $A_s = 171.75$ $F_y = 352.27$	0.11
Combined Forces (tension) 6.8.2.3-1	$\frac{P_u}{2Pr} + \frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} < 1.00$		$M_{ux} = 9.93$ $M_{uy} = 0.00$	0.09



### 5.1.7.3. DIMENSIONAMENTO DOS APARELHOS DE APOIO EM NEOPRENE FRETADO:

#### Esforços solicitantes máximos

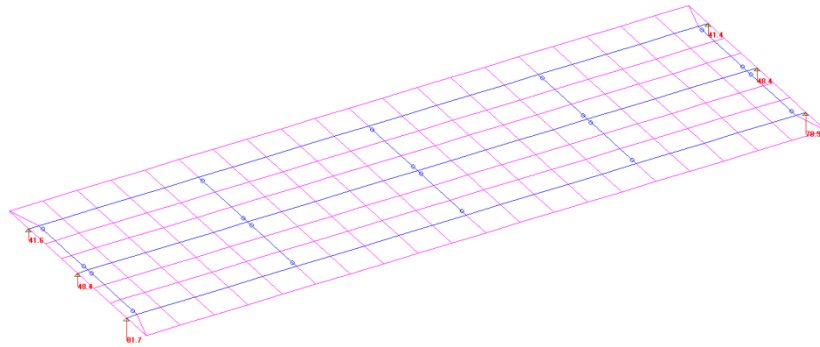


Figura 19: reação vertical máxima (valor nominal) = 81.7tf

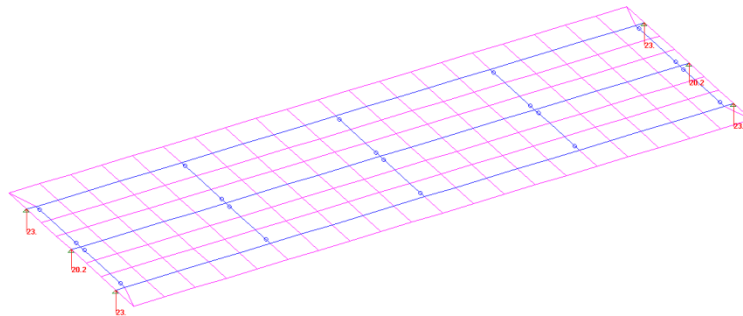


Figura 20: reação vertical mínima = 20tf

Com essas informações consultamos o catálogo do fornecedor Neoprex para pré-dimensionamento da geometria do aparelho.

TABELA PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE APARELHOS DE APOIO DE ELASTÔMERO FRETADO																																			
G = 9 kgf/cm <sup>2</sup>				lg γ																															
Dimensões				0			0.1			0.2			0.3			0.4			0.5			0.6			0.7										
x	y	t <sub>1</sub>	n	F <sub>max</sub>	F <sub>min</sub>	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	u <sub>3</sub>	F <sub>max</sub>	F <sub>min</sub>	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	u <sub>3</sub>	F <sub>max</sub>	F <sub>min</sub>	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	u <sub>3</sub>	F <sub>max</sub>	F <sub>min</sub>	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	u <sub>3</sub>	F <sub>max</sub>	F <sub>min</sub>	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	u <sub>3</sub>	F <sub>max</sub>	F <sub>min</sub>	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	u <sub>3</sub>		
(cm)	(cm)	(cm)		(tf)	(tf)	(cm)	(cm)	(cm)	(tf)	(tf)	(cm)	(cm)	(cm)	(tf)	(tf)	(cm)	(cm)	(cm)	(tf)	(tf)	(cm)	(cm)	(cm)	(tf)	(tf)	(cm)	(cm)	(cm)	(tf)	(tf)	(cm)	(cm)	(cm)		
25	30	0.8	4	88.3	21.2	0.0	12.9	86.9	21.1	0.37	12.2	85.6	20.9	0.74	11.5	84.2	20.8	1.11	10.8	82.9	20.6	1.48	10.1	81.5	20.4	1.85	9.4	80.2	20.3	2.22	8.7	78.8	20.1	2.59	8.0



Com base na tabela adotamos como requisitos mínimos:

Lado menor a = 25cm

Lado maior b = 30cm

Altura da camada de elastômero  $t_i = 0.8$

Numero de camadas de elastômero  $n = 4$

Com base no catálogo de aparelhos de neoprene fretado do fornecedor adotamos:

### 7. Dimensões padronizadas NEOPREX para aparelhos de apoio fretados

Dimensões a x b ou D (mm)	Espessuras (mm)						Número de camadas		
	Altura do Aparelho		Cobrimento		Camadas de elastômero $t_i$	Chapas de Aço $t_s$	Min	Máx	
	Min	Máx	Vertical	Lateral					
100 x 100	14	35	2,5	4	5	2	1	4	
100 x 150	14	35	2,5	4	5	2	1	4	
100 x 200	14	35	2,5	4	5	2	1	4	
150 x 200	21	42	2,5	4	5	2	2	5	
φ 200	21	42	2,5	4	5	2	2	5	
150 x 250	21	42	2,5	4	5	2	2	5	
150 x 300	21	42	2,5	4	5	2	2	5	
φ 250	30	63	2,5	4	8	3	2	5	
200 x 250	30	63	2,5	4	8	3	2	5	
200 x 300	30	63	2,5	4	8	3	2	5	
200 x 350	30	63	2,5	4	8	3	2	5	
φ 300	30	63	2,5	4	8	3	2	5	
200 x 400	30	63	2,5	4	8	3	2	5	
250 x 300	30	74	2,5	4	8	3	2	6	
φ 350	30	74	2,5	4	8	3	2	6	
250 x 400	30	74	2,5	4	8	3	2	6	
300 x 400	47	86	2,5	4	10	3	3	6	
φ 400	47	86	2,5	4	10	3	3	6	
300 x 500	47	86	2,5	4	10	3	3	6	
φ 450	47	86	2,5	4	10	3	3	6	
300 x 600	47	86	2,5	4	10	3	3	6	
350 x 450	47	86	2,5	4	10	3	3	6	
φ 500	57	105	2,5	4	12		4	3	6
400 x 500	57	105	2,5	4	12		4	3	6
φ 550	57	105	2,5	4	12		4	3	6
400 x 600	57	105	2,5	4	12		4	3	6
450 x 600	57	105	2,5	4	12		4	3	6
φ 600	73	105	2,5	4	12		4	4	6
500 x 600	73	105	2,5	4	12		4	4	6
φ 650	90	150	2,5	4	15	5	4	7	
600x600	90	150	2,5	4	15	5	4	7	
φ 700	90	150	2,5	4	15	5	4	7	
600 x 700	90	150	2,5	4	15	5	4	7	
φ 750	90	150	2,5	4	15	5	4	7	
700 x 700	90	150	2,5	4	15	5	4	7	
φ 800	90	150	2,5	4	15	5	4	7	
700 x 800	90	150	2,5	4	15	5	4	7	
φ 850	102	171	2,5	4		18	5	4	7
800 x 800	102	171	2,5	4		18	5	4	7
φ 900	102	171	2,5	4		18	5	4	7
900 x 900	102	171	2,5	4		18	5	4	7

Outras dimensões e espessuras não constantes na tabela acima também são produzidas pela NEOPREX.



Adotado(mm):

a	b	Cob lat.	Cob. Vert.	ti	ts	n	altura
250	300	2.5	4	8	3	4	55

Com base na geometria do aparelho acima calculamos o coeficiente de mola equivalente para inserção no modelo:

### cálculo de rigidez de neoprene de apoio fretado

Dados:

Dureza shore do neoprene:  $G =$

Lado maior do aparelho:  $L1 =$

Lado menor do aparelho:  $L2 =$

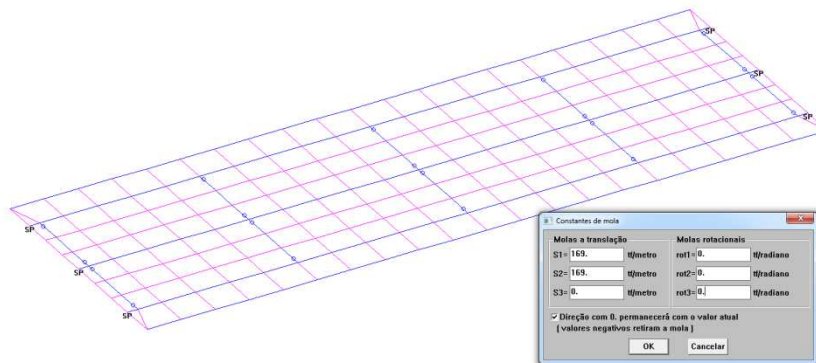
Espessura da camada de neoprene:

Número de camadas de neoprene:

Cobrimentos de neoprene:

900	KN/m <sup>2</sup>
0,3	m
0,25	m
0,008	m
4	
0,004	m

Rigidez de neoprene: **1687,5** KN/m → **168,75** ton/m





Após o cálculo retiramos as demais reações para a verificação do aparelho:

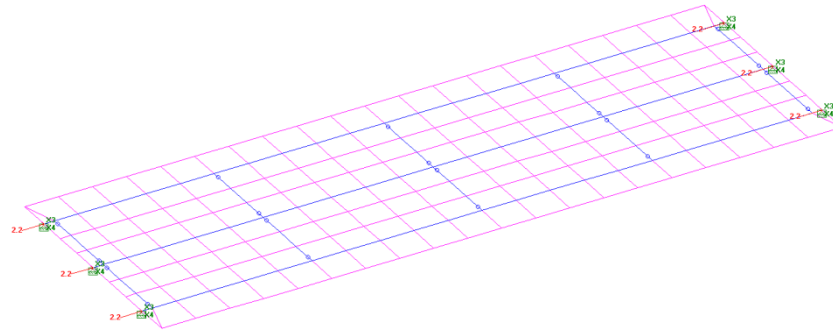


Figura 21: esforço longitudinal máximo = 2.2tf

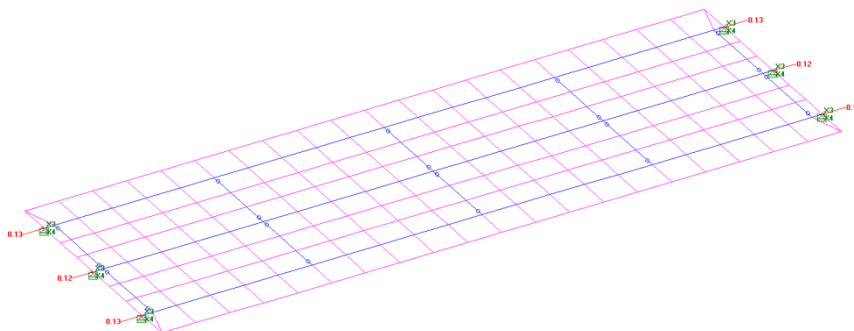


Figura 22: esforço longitudinal máx. carga de longa duração = 0.13tf

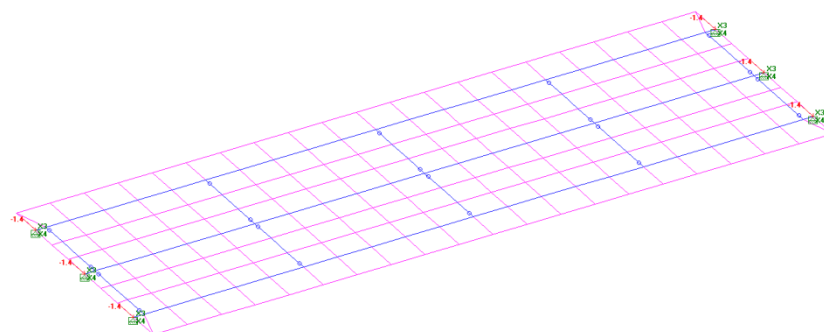


Figura 23: esforço transversal máximo = 1.4tf

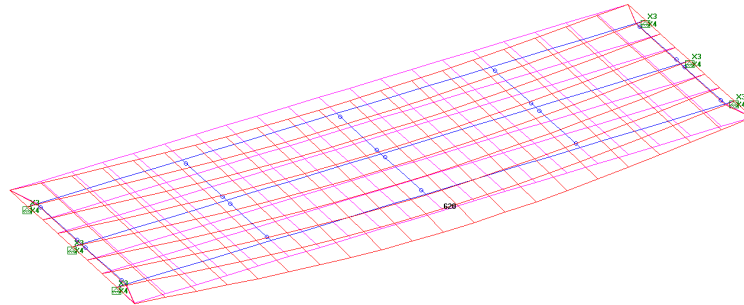
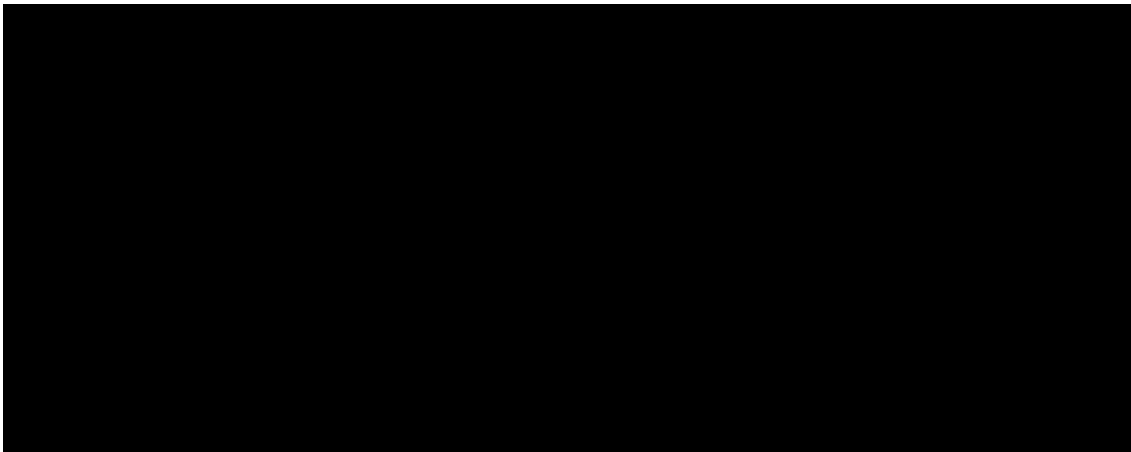
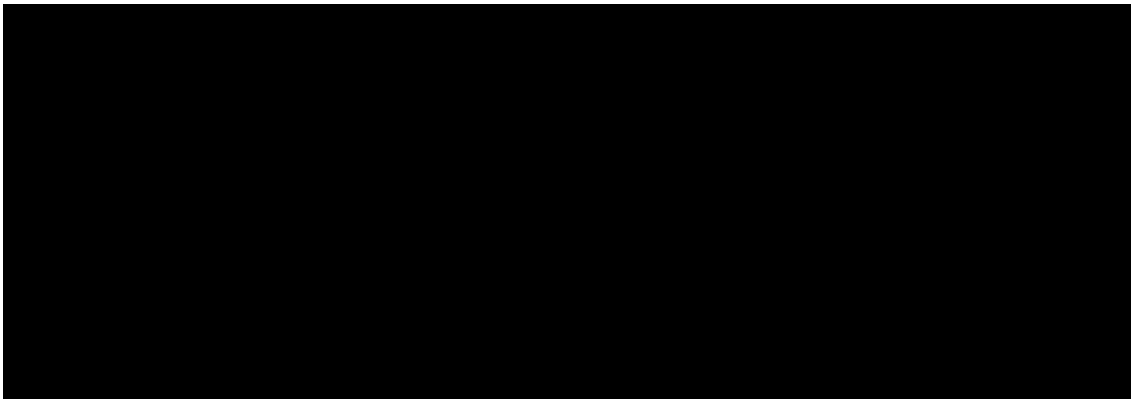


Figura 24: flecha máxima causada pela carga permanente = 6.28cm

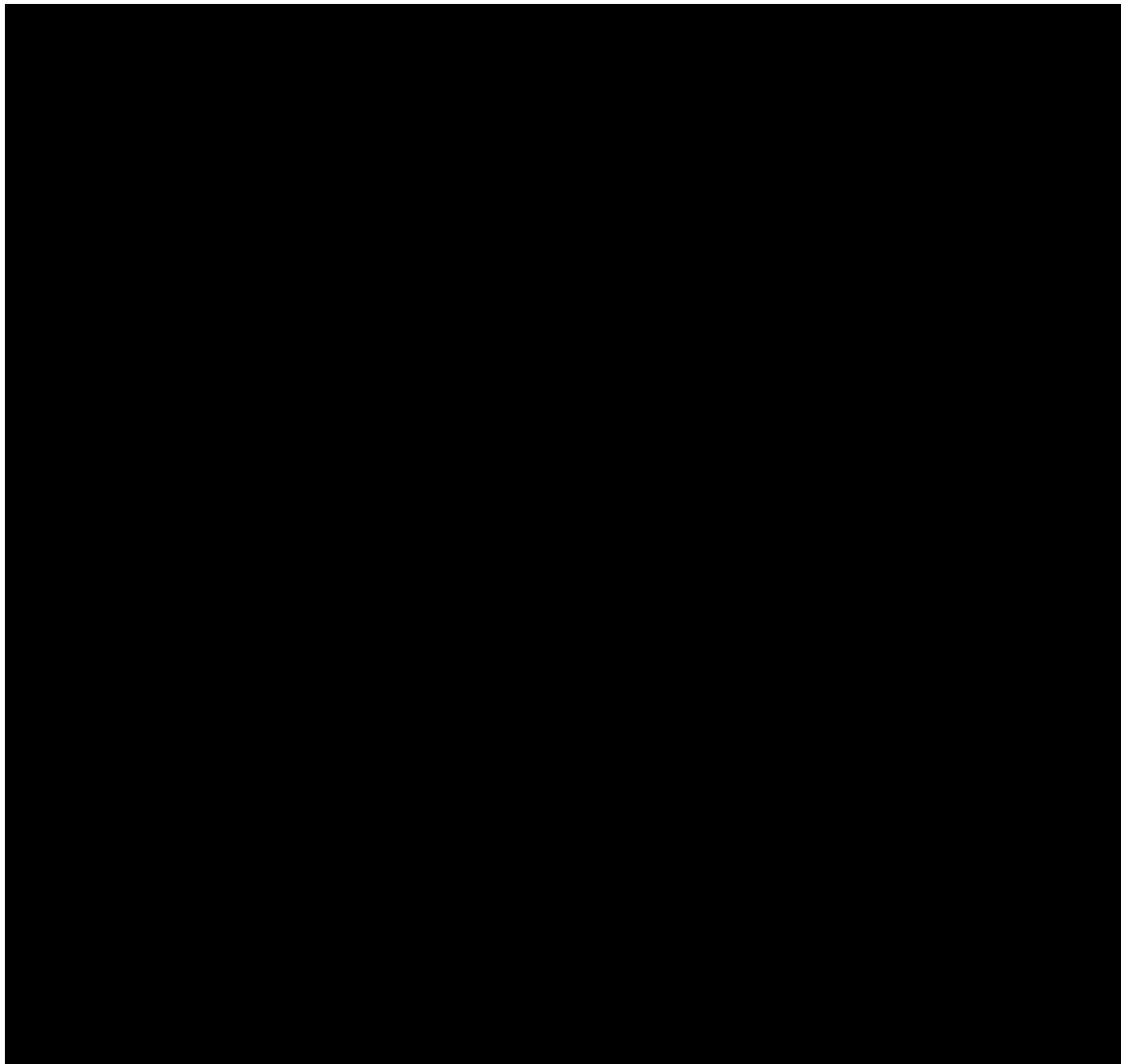
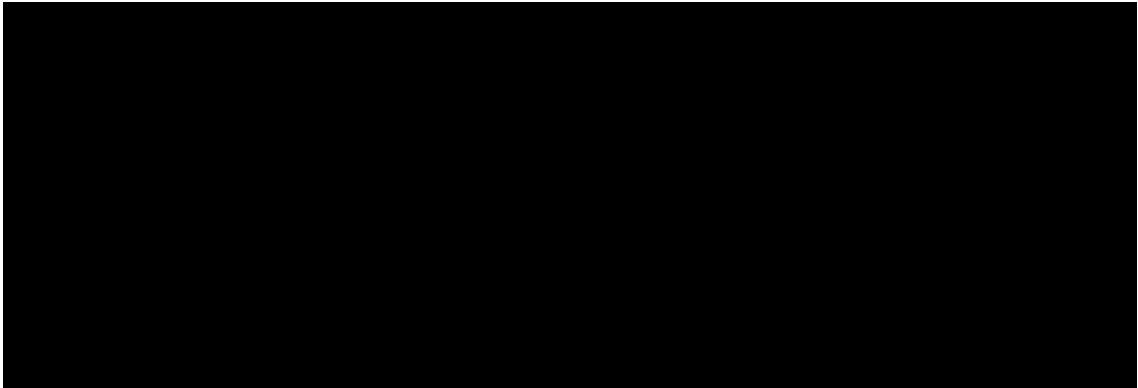
$$\text{tg Ang} = (0,0628/10) = 0.00628$$

$$\text{Rotação máxima no aparelho} = \text{arctg } 0.00628$$

Como está prevista contraflecha nos perfis será adotada apenas a rotação residual.







#### 5.1.7.4. LIGAÇÕES

O dimensionamento das ligações foi feito com base na norma AISC 360 LRFD. Foi adotada a ligação mais solicitada como padrão para as demais. Abaixo segue a ligação do tipo cantoneira dupla parafusada.

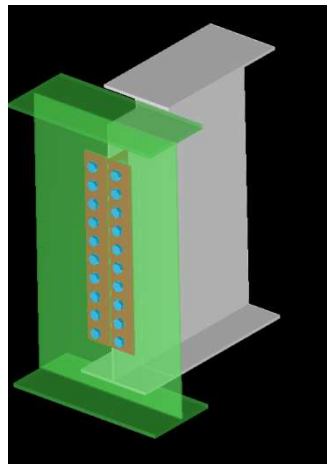


Figura 25: ligação tipo

Segue abaixo a localização das ligações (nós):

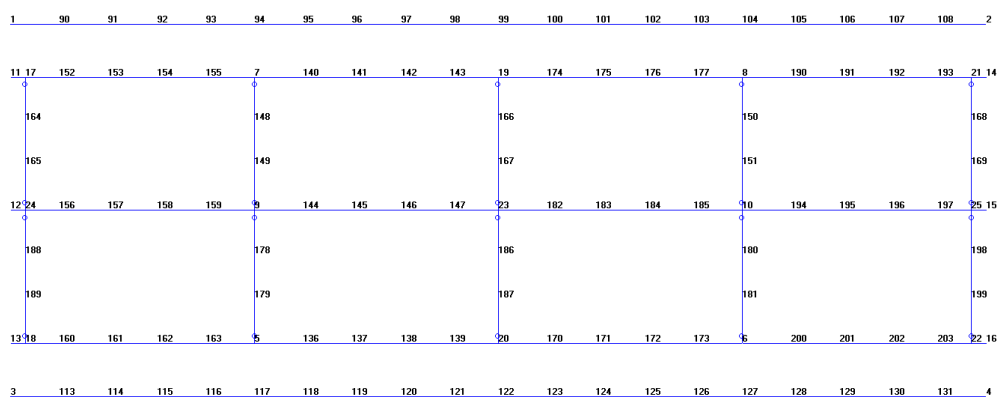


Figura 26: nós e conexões

Segue abaixo a verificação da ligação padrão para cada conexão, com indicação da avaliação solicitação/capacidade de cada ligação:



**Connections Summary table**

Sides	Description	Forces		Capacity		Max. Cap.
		V	M	Shear	Moment	
<b>Node 5, Members : 300 ,12, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	54.55		0.20		
Beam	300 :	54.55		0.37		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	54.55		0.42		
Support	12 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1091.01		0.89		0.89
<b>Node 5, Members : 300 ,5, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	54.55		0.20		
Beam	300 :	54.55		0.37		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	54.55		0.42		
Support	5 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1091.01		0.89		0.89
<b>Node 6, Members : 302 ,326, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	54.53		0.20		
Beam	302 :	54.53		0.37		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	54.53		0.42		
Support	326 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1090.57		0.89		0.89
<b>Node 7, Members : 8 ,6, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	54.58		0.20		
Beam	8 :	54.58		0.37		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	54.58		0.42		
Support	6 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1091.64		0.89		0.89
<b>Node 8, Members : 9 ,314, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	54.56		0.20		
Beam	9 :	54.56		0.37		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	54.56		0.42		
Support	314 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1091.20		0.89		0.89
<b>Node 9, Members : 23 ,7, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	60.76		0.22		
Beam	23 :	60.76		0.41		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	60.76		0.47		
Support	7 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1215.28		1.00		1.00
<b>Node 9, Members : 266 ,7, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	60.78		0.22		
Beam	266 :	60.78		0.41		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	60.78		0.47		
Support	7 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1215.51		1.00		1.00
<b>Node 10, Members : 24 ,318, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	60.74		0.22		
Beam	24 :	60.74		0.41		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	60.74		0.47		
Support	318 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1214.81		1.00		1.00



**Connections Summary table**

Sides	Description	Forces		Capacity		Max. Cap.
		V	M	Shear	Moment	
<b>Node 10, Members : 268 ,306, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	60.75		0.22		
Beam	268 :	60.75		0.41		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	60.75		0.47		
Support	306 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1215.03		1.00		1.00
<b>Node 17, Members : 16 ,272, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	45.78		0.17		
Beam	16 :	45.78		0.31		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	45.78		0.35		
Support	272 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	915.62		0.75		0.75
<b>Node 18, Members : 310 ,280, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	46.22		0.17		
Beam	310 :	46.22		0.31		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	46.22		0.36		
Support	280 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	924.35		0.76		0.76
<b>Node 18, Members : 310 ,31, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	46.22		0.17		
Beam	310 :	46.22		0.31		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	46.22		0.36		
Support	31 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	924.35		0.76		0.76
<b>Node 19, Members : 17 ,22, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	54.20		0.20		
Beam	17 :	54.20		0.37		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	54.20		0.42		
Support	22 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1084.06		0.89		0.89
<b>Node 20, Members : 308 ,256, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	54.20		0.20		
Beam	308 :	54.20		0.37		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	54.20		0.42		
Support	256 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1083.94		0.89		0.89
<b>Node 20, Members : 308 ,21, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	54.20		0.20		
Beam	308 :	54.20		0.37		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	54.20		0.42		
Support	21 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1083.94		0.89		0.89
<b>Node 21, Members : 18 ,13, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	45.75		0.17		
Beam	18 :	45.75		0.31		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	45.75		0.35		
Support	13 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	914.98		0.75		0.75



**Connections Summary table**

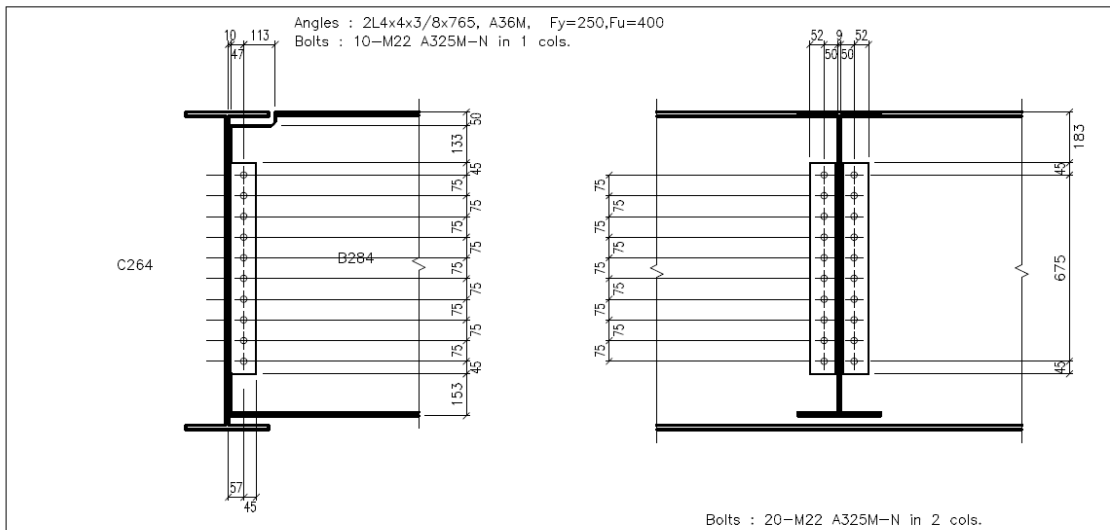
Sides	Description	Forces		Capacity		Max. Cap.
		V	M	Shear	Moment	
<b>Node 22, Members : 320 ,36, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	46.19		0.17		
Beam	320 :	46.19		0.31		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	46.19		0.36		
Support	36 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	923.71		0.76		0.76
<b>Node 22, Members : 320 ,15, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	46.19		0.17		
Beam	320 :	46.19		0.31		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	46.19		0.36		
Support	15 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	923.71		0.76		0.76
<b>Node 23, Members : 284 ,25, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	60.31		0.22		
Beam	284 :	60.31		0.41		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	60.31		0.47		
Support	25 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1206.21		0.99		0.99
<b>Node 23, Members : 26 ,25, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	60.31		0.22		
Beam	26 :	60.31		0.41		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	60.31		0.47		
Support	25 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1206.14		0.99		0.99
<b>Node 23, Members : 284 ,264, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	60.31		0.22		
Beam	284 :	60.31		0.41		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	60.31		0.47		
Support	264 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1206.21		0.99		0.99
<b>Node 24, Members : 282 ,28, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	52.04		0.19		
Beam	282 :	52.04		0.35		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	52.04		0.40		
Support	28 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1040.72		0.85		0.85
<b>Node 24, Members : 29 ,276, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	51.90		0.19		
Beam	29 :	51.90		0.35		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	51.90		0.40		
Support	276 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1038.02		0.85		0.85
<b>Node 24, Members : 282 ,276, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	52.04		0.19		
Beam	282 :	52.04		0.35		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	52.04		0.40		
Support	276 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1040.72		0.85		0.85



**Connections Summary table**

Sides	Description	Forces		Capacity		Max. Cap.
		V	M	Shear	Moment	
<b>Node 25, Members : 286 ,14, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	51.99		0.19		
Beam	286 :	51.99		0.35		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	51.99		0.40		
Support	14 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1039.87		0.85		0.85
<b>Node 25, Members : 34 ,14, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	51.86		0.19		
Beam	34 :	51.86		0.35		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	51.86		0.40		
Support	14 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1037.17		0.85		0.85
<b>Node 25, Members : 286 ,33, Double angle bolted</b>						
Connector	2L4x4x3/8 - A36M,L = 765.0	51.99		0.19		
Beam	286 :	51.99		0.35		
Bolts	1x10 A325M-N, d=22.00	51.99		0.40		
Support	33 :					
Bolts	2x10 A325M-N, d=22.00	1039.87		0.85		0.85

Segundo o relatório acima a ligação mais solicitada é a do nó 23. O relatório de dimensionamento da mesma segue abaixo:



CONNECTION : Double angle bolted

Beams : 284, 264

Design code : AISC 360-05-LRFD



UNITS - Length:mm , Force:ton , Stress:MPa , Moment:ton-meter

**MEMBERS :**

Supported BEAM	Shape =			
	Steel : $F_y=50\text{ksi}/344\text{MPa}$ $F_u=65\text{ksi}/448\text{MPa}$			
	d= 1100.0	$b_f= 300.00$	$t_f= 12.500$	$t_w= 9.000$
Top Cope	c= 160.00		$d_c= 50.000$	
Beam setback	: 10.00		X-Z angle = 90.0	
Connected to	: Web		X-Y angle = 0.0	
Supporting BEAM / COLUMN	Shape =			
	Steel : $F_y=50\text{ksi}/344\text{MPa}$ $F_u=65\text{ksi}/448\text{MPa}$			
	d= 1150.0	$b_f= 300.00$	$t_f= 16.000$	$t_w= 9.000$

**CONNECTING ELEMENTS :**

Angles	Shape = 2L4x4x3/8 - A36M		
	Steel : $F_y=250$ $F_u=400$		
	Length = 765.00 Thickness = 10.000 Offset from top of beam = 183.00		
<b>SUPPORTED BEAM CONNECTION</b>			
BOLTS : A325M-N		Holes:Standard	
Diameter:	22.000	$F_u= 825.00$	
Columns of bolts:	1	Rows of bolts:	10
Top Edge:	45.00	Side Edge:	45.00
Column pitch:	0.00	Row Pitch:	75.00

<b>SUPPORTING BEAM / COLUMN CONNECTION</b>			
BOLTS : A325M-N		Holes:Standard	
Diameter:	22.000	$F_u= 825.00$	
Columns of bolts:	2	Rows of bolts:	10
Top Edge:	45.00	Side Edge:	52.00
Column pitch:	0.00	Row Pitch:	75.00
Column gage :	109.00		



LOADS :

Load Case	Shear	Axial	Moment
1	-4.69	36.16	0.00
2	-5.95	36.16	0.00
3	-7.40	36.16	0.00
4	-9.19	36.16	0.00
5	-10.56	36.16	0.00
6	-10.02	36.16	0.00
7	-8.26	36.16	0.00
8	-6.64	36.16	0.00
9	-5.26	36.16	0.00
10	-4.31	36.16	0.00
11	-4.69	36.14	0.00
12	-5.95	36.14	0.00
13	-7.40	36.14	0.00
14	-9.19	36.14	0.00
15	-10.56	36.14	0.00
16	-10.02	36.14	0.00
17	-8.26	36.14	0.00
18	-6.64	36.14	0.00
19	-5.26	36.14	0.00
20	-4.31	36.14	0.00
21	-4.69	36.16	0.00
22	-5.95	36.16	0.00
23	-7.40	36.16	0.00
24	-9.19	36.16	0.00
25	-10.56	36.16	0.00
26	-10.02	36.16	0.00
27	-8.26	36.16	0.00
28	-6.64	36.16	0.00
29	-5.26	36.16	0.00
30	-4.31	36.16	0.00
31	-4.69	36.14	0.00
32	-5.95	36.14	0.00
33	-7.40	36.14	0.00
34	-9.19	36.14	0.00
35	-10.56	36.14	0.00
36	-10.02	36.14	0.00
37	-8.26	36.14	0.00
38	-6.64	36.14	0.00
39	-5.26	36.14	0.00
40	-4.31	36.14	0.00
41	-4.28	60.31	0.00
42	-5.16	60.31	0.00
43	-6.18	60.31	0.00
44	-7.43	60.31	0.00
45	-8.39	60.31	0.00





46	-8.01	60.31	0.00
47	-6.78	60.31	0.00
48	-5.65	60.31	0.00
49	-4.68	60.31	0.00
50	-4.01	60.31	0.00
51	-4.28	60.29	0.00
52	-5.16	60.29	0.00
53	-6.18	60.29	0.00
54	-7.43	60.29	0.00
55	-8.39	60.29	0.00
56	-8.01	60.29	0.00
57	-6.78	60.29	0.00
58	-5.65	60.29	0.00
59	-4.68	60.29	0.00
60	-4.01	60.29	0.00
61	-4.28	60.31	0.00
62	-5.16	60.31	0.00
63	-6.18	60.31	0.00
64	-7.43	60.31	0.00
65	-8.39	60.31	0.00
66	-8.01	60.31	0.00
67	-6.78	60.31	0.00
68	-5.65	60.31	0.00
69	-4.68	60.31	0.00
70	-4.01	60.31	0.00
71	-4.28	60.29	0.00
72	-5.16	60.29	0.00
73	-6.18	60.29	0.00
74	-7.43	60.29	0.00
75	-8.39	60.29	0.00
76	-8.01	60.29	0.00
77	-6.78	60.29	0.00
78	-5.65	60.29	0.00
79	-4.68	60.29	0.00
80	-4.01	60.29	0.00
81	-4.28	36.12	0.00
82	-5.16	36.12	0.00
83	-6.18	36.12	0.00
84	-7.43	36.12	0.00
85	-8.39	36.12	0.00
86	-8.01	36.12	0.00
87	-6.78	36.12	0.00
88	-5.65	36.12	0.00
89	-4.68	36.12	0.00
90	-4.01	36.12	0.00
91	-4.28	36.09	0.00
92	-5.16	36.09	0.00
93	-6.18	36.09	0.00
94	-7.43	36.09	0.00



95	-8.39	36.09	0.00
96	-8.01	36.09	0.00
97	-6.78	36.09	0.00
98	-5.65	36.09	0.00
99	-4.68	36.09	0.00
100	-4.01	36.09	0.00
101	-4.28	36.12	0.00
102	-5.16	36.12	0.00
103	-6.18	36.12	0.00
104	-7.43	36.12	0.00
105	-8.39	36.12	0.00
106	-8.01	36.12	0.00
107	-6.78	36.12	0.00
108	-5.65	36.12	0.00
109	-4.68	36.12	0.00
110	-4.01	36.12	0.00
111	-4.28	36.09	0.00
112	-5.16	36.09	0.00
113	-6.18	36.09	0.00
114	-7.43	36.09	0.00
115	-8.39	36.09	0.00
116	-8.01	36.09	0.00
117	-6.78	36.09	0.00
118	-5.65	36.09	0.00
119	-4.68	36.09	0.00
120	-4.01	36.09	0.00
121	-2.46	0.00	0.00

Axial : (-) = Compression

## DESIGN CHECKS

### SUPPORTED BEAM :

Shear yielding (J4-3)	$R_n = 0.6F_yA_g$	$A_g = 9450.00$	$R_n = 199.32$	0.05
	$\frac{V_y}{R_n} < 1.00$		$V_y = 10.56$	
Shear rupture (J4-4)	$R_n = 0.6F_uA_{nv}$	$A_{nv} = 7110.00$	$R_n = 194.95$	0.07
	$\frac{V_y}{0.75R_n} < 1.00$		$V_y = 10.56$	
Bearing (J3-6)	$R_{b1} = 0.75tF_u1.2n_c \min(L_{c1}, 2d)$ $R_{b2} = 0.75tF_u1.2n_c \min(L_{c2}, 2d)(n-1)$	$L_{c1} = 44.00$ $L_{c2} = 51.00$ $n = 10$	$R_{b1} = 16.29$ $R_{b2} = 146.59$	0.06
	$\frac{V_y}{R_{b1}+R_{b2}} < 1.00$		$V_y = 10.56$ $n_c = 1$	
	$R_{b1} = 0.75tF_u1.2n_c \min(L_{c1}, 2d)$ $R_{b2} = 0.75tF_u1.2n_c \min(L_{c2}, 2d)(n-1)$		$R_{b1} = 129.56$ $R_{b2} = 0.00$	
	$\frac{V_x}{R_{b1}+R_{b2}} < 1.00$		$V_x = 60.31$ $n_c = 10$ $d = 22.00$	



Bolt shear (J3-1)	$R_n = F_{nv}A_b$	$F_{nv} = 330.00$ $A_b = 380.13$ $n_s = 20$	$R_n = 12.79$ $V = 60.89$	0.32
	$\frac{V}{0.75n_sR_n} < 1.00$			
Block shear (J4-5)	$R_{BS} = 0.75\min(R_{BN}, R_{BSG}) + 0.75R_{BT}$	$A_{nv} = 604.80$ $A_{gv} = 838.80$ $A_{nt} = 3969.00$ $U_{bs} = 1.00$	$R_{BS} = 148.47$ $R_{BN} = 0.6F_uA_{nv}$ $R_{BSG} = 0.6F_yA_{gv}$ $R_{BT} = U_{bs}F_uA_{nt}$ $V_x = 60.31$	0.41
	$\frac{V_x}{R_{BS}} < 1.00$			
Coped beam (single) Flexural strength	$R_n = F_y S_n / e$	$c = 160.00$ $dc = 50.00$ $e = 170.00$ $S_n = 878802.9$	$R_n = 181.72$ $t_w = 9.00$ $V_y = 10.56$ $d = 1100.00$	0.06
	$\frac{V_y}{0.9R_n} < 1.00$			

**SUPPORTING BEAM :**

Bearing (J3-6)	$R_{b1} = 0.75tF_u1.2n_c\min(L_{c1}, 2d)$ $R_{b2} = 0.75tF_u1.2n_c\min(L_{c2}, 2d)(n-1)$	$L_{c1} = 44.00$ $L_{c2} = 51.00$ $t = 9.00$ $n = 10$	$R_{b1} = 32.57$ $R_{b2} = 293.17$ $V_y = 10.56$ $d = 22.00$ $n_c = 2$	0.03
	$\frac{V_y}{R_{b1}+R_{b2}} < 1.00$			
Bolt shear (J3-1)	$R_n = F_{nv}A_b$	$F_{nv} = 330.00$ $A_b = 380.13$ $n_s = 20$	$R_n = 12.79$ $V = 10.56$	0.06
	$\frac{V}{0.75n_sR_n} < 1.00$			
Bolt shear and tension (combined) (J3-3)	$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{0.75F_{nv}}f_v \leq F_{nt}$ $f_v = V/NA_b$	$F'_{nt} = 618.75$ $A_b = 380.13$ $N = 20$	$F_{nt} = 618.75$ $F_{nv} = 330.00$ $f_v = 5.52$ $V = 4.28$ $T = 60.31$	0.17
	$\frac{T}{0.75NF'_{nt}A_b} < 1.00$			

**CONNECTING ELEMENTS - Supported Beam side :**

Shear yielding (J4-3)	$R_n = 0.6F_yA_g$	$A_g = 14535.00$	$R_n = 222.32$ $V_y = 10.56$	0.05	
	$\frac{V_y}{R_n} < 1.00$				
Shear rupture (J4-4)	$R_n = 0.6F_uA_{nv}$	$A_{nv} = 9595.00$	$R_n = 234.82$ $V_y = 10.56$	0.06	
	$\frac{V_y}{0.75R_n} < 1.00$				
Bearing (J3-6)	$R_{b1} = 0.75tF_u1.2n_c\min(L_{c1}, 2d)$ $R_{b2} = 0.75tF_u1.2n_c\min(L_{c2}, 2d)(n-1)$	$L_{c1} = 33.00$ $L_{c2} = 51.00$ $n = 10$	$R_{b1} = 23.02$ $R_{b2} = 276.20$ $V_y = 10.56$ $n_c = 1$	0.04	
	$\frac{V_y}{R_{b1}+R_{b2}} < 1.00$				
	$R_{b1} = 0.75tF_u1.2n_c\min(L_{c1}, 2d)$ $R_{b2} = 0.75tF_u1.2n_c\min(L_{c2}, 2d)(n-1)$				$R_{b1} = 230.17$ $R_{b2} = 0.00$
	$\frac{V_x}{R_{b1}+R_{b2}} < 1.00$				



Block shear (J4-5)	$\frac{V_y}{R_{BS}} < 1.00$	$A_{nv} = 8987.00$ $A_{gv} = 13680.00$ $A_{nt} = 608.00$	$R_{BS} = 175.53$ $V_y = 10.56$ $U_{bs} = 1.00$	0.06
	$R_{BS} = 0.75\min(R_{BN}, R_{BG}) + 0.75R_{BT}$ $R_{BN} = 0.6F_u A_{nv}$ $R_{BG} = 0.6F_y A_{gv}$ $R_{BT} = U_{bs} F_u A_{nt}$			
	$\frac{V_x}{R_{BS}} < 1.00$	$A_{nv} = 1216.00$ $A_{gv} = 1710.00$ $A_{nt} = 8379.00$	$R_{BS} = 275.94$ $V_x = 60.31$ $U_{bs} = 1.00$	0.22

CONNECTING ELEMENTS - Supporting Beam side :

Bearing (J3-6)	$R_{b1} = 0.75tF_u 1.2n_c \min(L_{c1}, 2d)$ $R_{b2} = 0.75tF_u 1.2n_c \min(L_{c2}, 2d)(n-1)$		$R_{b1} = 23.02$ $R_{b2} = 276.20$	0.04
	$\frac{V_y}{R_{b1} + R_{b2}} < 1.00$	$L_{c1} = 33.00$ $L_{c2} = 51.00$ $t = 9.50$ $n = 10$	$V_y = 10.56$ $d = 22.00$ $n_c = 2$	
Prying action	$T_n = R_T(1 + \delta\alpha')(t/t_c)^2$ $\alpha' = [ (t_c/t)^2 - 1 ] / (1 + \rho) \delta \leq 1$ $q = R_T \delta \alpha \rho (t/t_c)^2$ $\alpha = [ T(t_c/t)^2 / NR_T - 1 ] / \delta \geq 0$ $R_T = 0.75A_b \min(F_{nt}, F'_{nt})$		$T_n = 3.05$ $\alpha' = 1.00$ $q = 0.66$ $\alpha = 0.97$ $R_T = 17.99$	0.99
	$\frac{T/N}{T_n} < 1.00$	$t = 9.50$ $t_c = 29.90$ $a' = 62.60$ $b' = 34.25$	$\rho = 0.55$ $T = 60.31$ $\delta = 0.68$ $N = 20$	

### 5.1.7.5. LAJE PRINCIPAL E LAJOTAS

Após o dimensionamento das peças metálicas e suas ligações prosseguimos com o dimensionamento das peças de concreto, laje e lajota de acordo com o modelo A:

- Comprimento da laje: 20m
- Largura da laje: 7m
- Espessura da laje: de 0,25m a 0,31m (Espessura média 0,28m)

Por se tratar de laje armada em apenas uma direção os dimensionamentos apresentados serão apenas para a armadura transversal. Para as armaduras longitudinais serão adotados os valores mínimos de norma.



### 5.1.7.5.1. COMBINAÇÃO ULTIMA NORMAL NA PÓS CURA:

#### **Armadura Longitudinal Superior**

Area da seção transversal da laje: 19600 cm<sup>2</sup>

Armadura mínima: 0,15% x 19600 = 29,4cm<sup>2</sup>

Utilizando armadura com diâmetro igual a 8mm (A = 0,50cm<sup>2</sup>)

Quantidade mínima de armadura: 29,4 / 0,50 = 60 Ø 8mm s= 12cm

#### **Armadura Longitudinal Inferior**

##### **Na capa sobre as lajotas:**

Area da seção transversal da laje: 12600 cm<sup>2</sup>

Armadura mínima: 0,15% x 12600 = 18,9cm<sup>2</sup>

Utilizando armadura com diâmetro igual a 8mm (A = 0,50cm<sup>2</sup>)

Quantidade mínima de armadura: 18,9/0,50 = 38 Ø 8mm s= 18cm

##### **Nas lajotas:**

Area da seção transversal da lajota: 7000 cm<sup>2</sup>

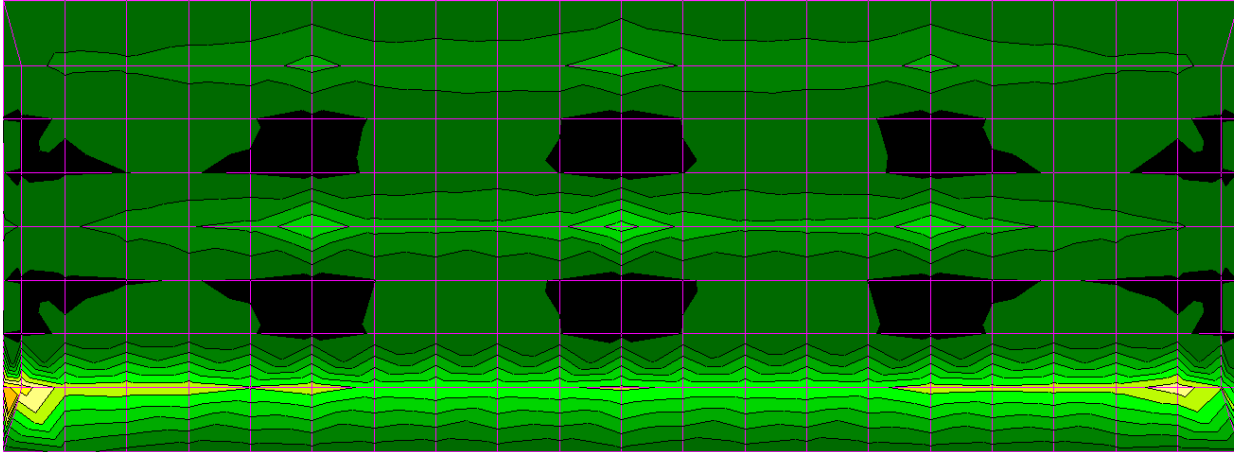
Armadura mínima: 0,15% x 7000 = 10,5cm<sup>2</sup>

Utilizando armadura com diâmetro igual a 6.3mm (A = 0,31cm<sup>2</sup>)

Quantidade mínima de armadura: 10,5/0,31 = 34 Ø 6,3mm s= 20cm



### Armadura Transversal Superior

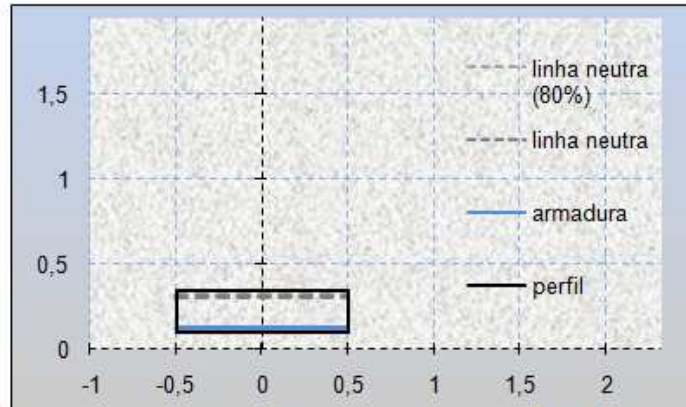
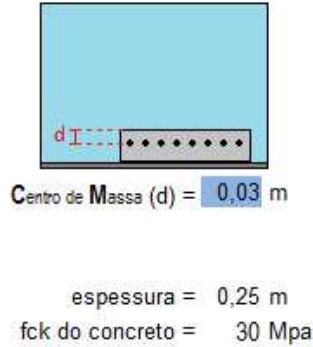


LINE	VALUE
█	-45.3
█	-34.2
█	-23.0
█	-11.8
█	10.5
█	21.7
█	32.8
█	44.0
█	55.2
█	66.3
█	77.5
█	88.7
█	99.8

Figura 27—Tensão máxima y+z



Armadura TRANSVERSAL da face SUPERIOR - tensão sobre a face tracionada = **99,8** kgf/cm<sup>2</sup>



diâmetro das barras = **12,5** mm    espaçamento = **10** cm    tipo de aço = **50** kN/cm<sup>2</sup>  
diâmetro das barras = **12,5** mm    espaçamento = **10** cm    tipo de aço = **50** kN/cm<sup>2</sup>

#### CÁLCULO DA ARMADURA

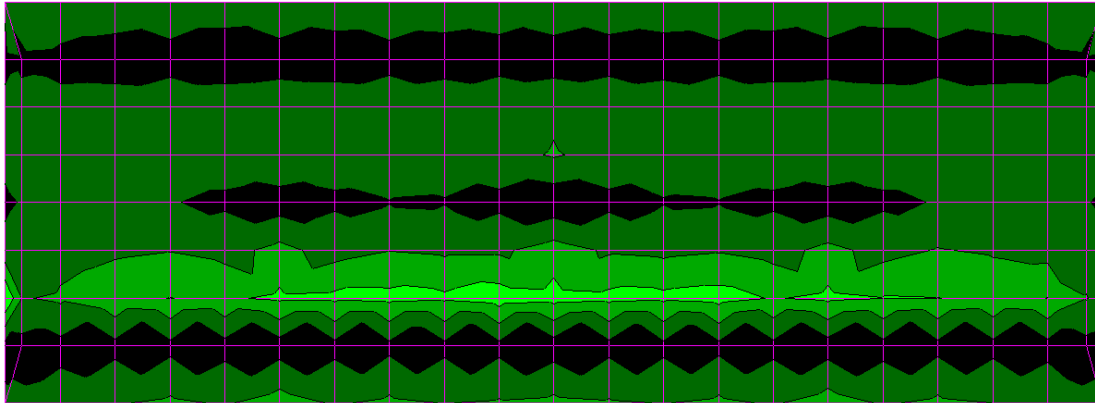
momento de inércia da seção = 130208,3333 cm<sup>4</sup>  
distância do CG até a face comprimida = 12,5 cm  
momento solicitante = 10198,3125 kN.cm = 10,4 t.m = 101,98313 kN.m

12,27 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 533,6 kN de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 3,66 cm  
resistência da área de concreto comprimida (Rc wd) = 533,6 kN  
momento resistente da área de concreto (Mc wd) = 109,6 kN.m  
momento último resistente M(u) = Mc wd = 109,568 kN.m ( 78,262859 kN.m se dividido por 1,4 )

x<sub>23</sub> = 5,7 cm / x<sub>34</sub> = 13,8 cm    x = 3,66 cm    Domínio 2 ==> seção SUBarmada



**Armadura Transversal Inferior (lajotas)**



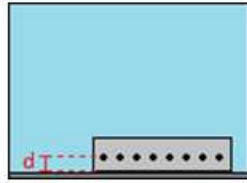
LINE	VALUE
■	-126
■	-114
■	-101
■	-89
■	-77
■	-64
■	-52
■	-40
■	-27
■	-15
■	9
■	21
■	33

Figura 28—Tensão máxima y-z



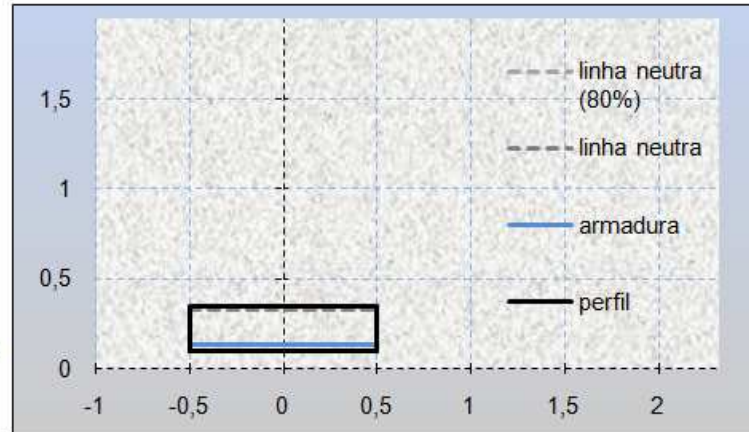


Armadura TRANSVERSAL da face INFERIOR - tensão sobre a face tracionada = 33 kgf/cm<sup>2</sup>



Centro de Massa (d) = 0,04 m

espessura = 0,25 m  
fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 12,5 mm      espaçamento = 20 cm      tipo de aço = 50 kN/cm<sup>2</sup>  
diâmetro das barras = mm      espaçamento = cm      tipo de aço = kN/cm<sup>2</sup>

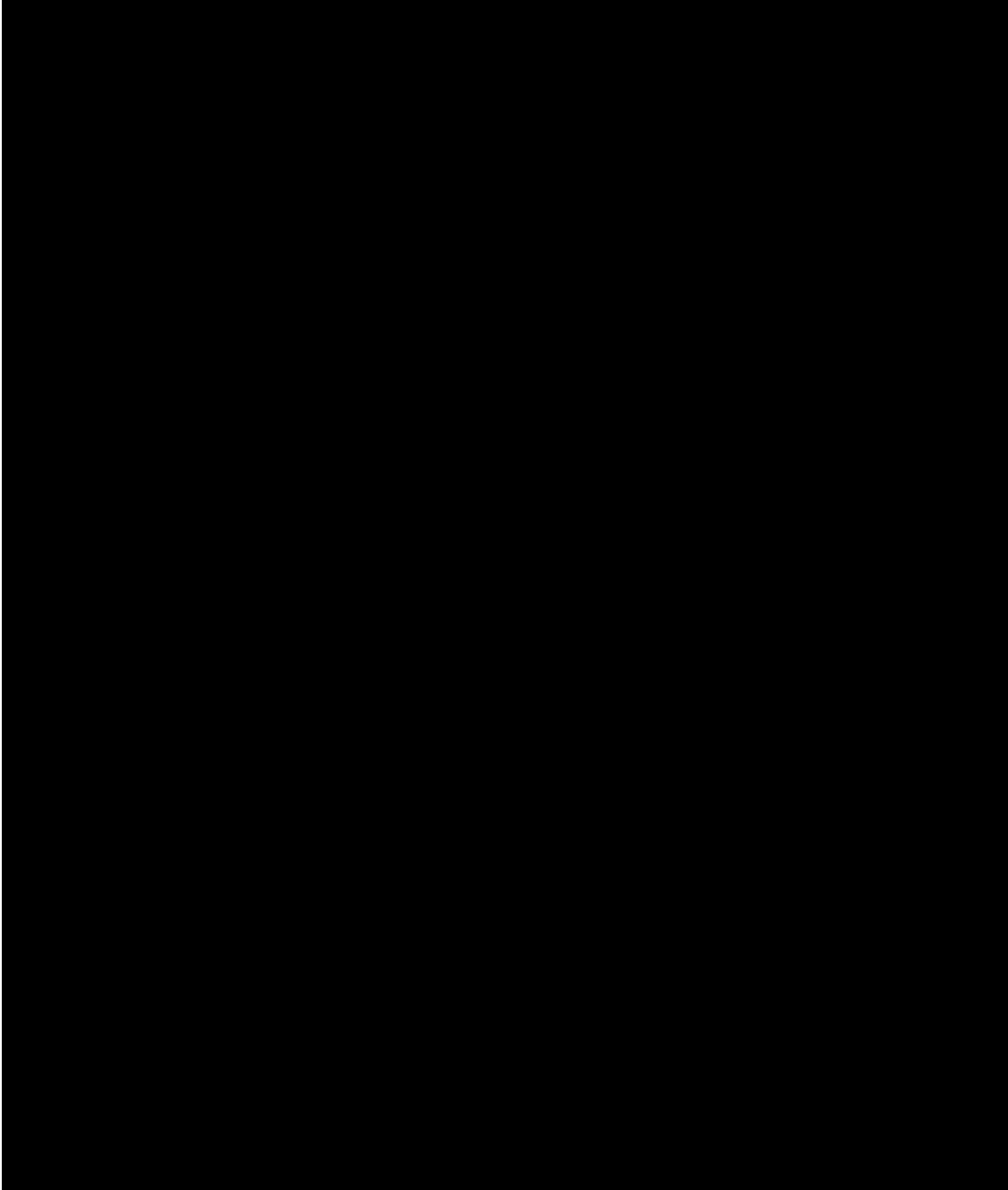
#### CÁLCULO DA ARMADURA

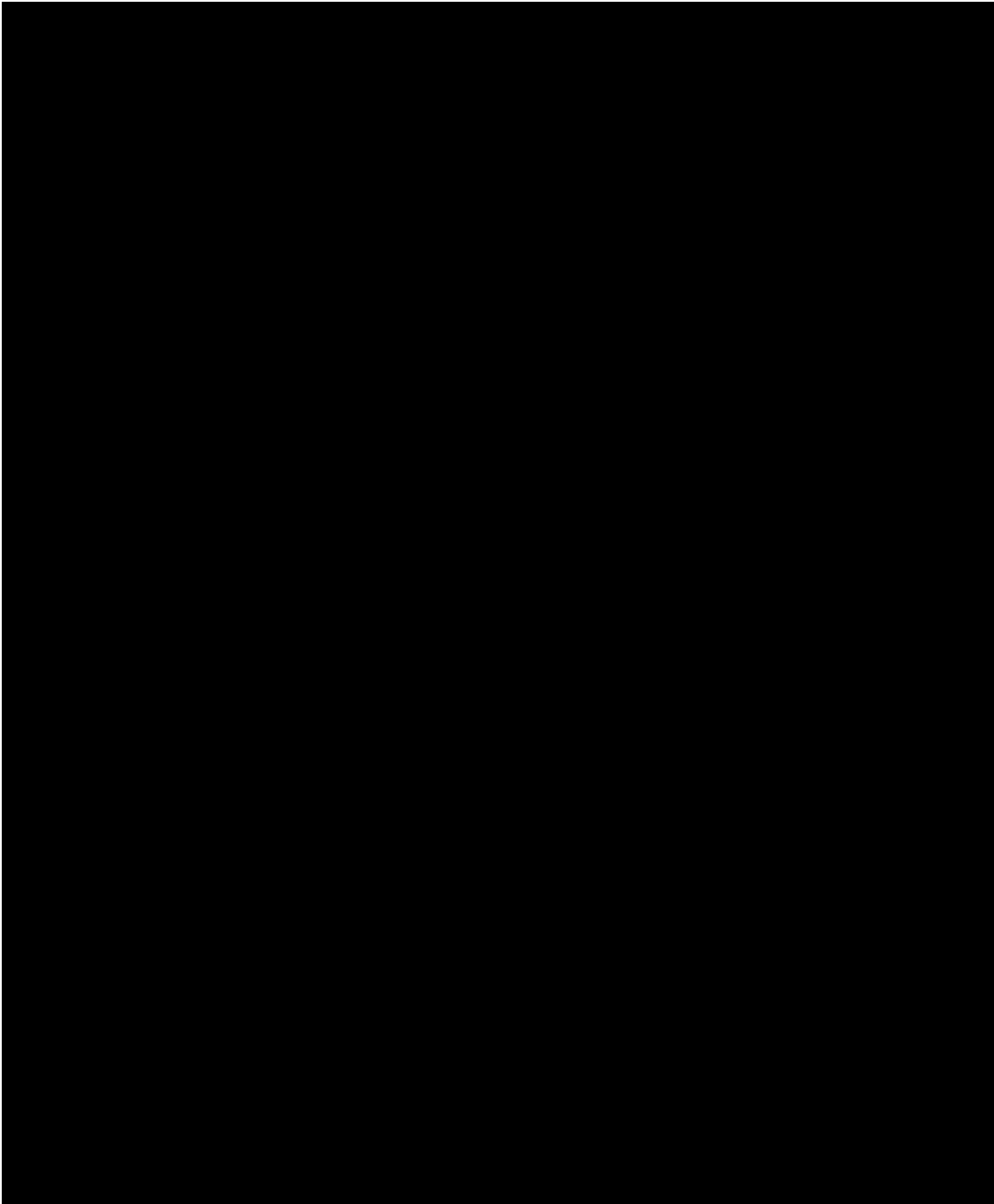
momento de inércia da seção = 130208,3333 cm<sup>4</sup>  
distância do CG até a face comprimida = 12,5 cm  
momento solicitante = 3372,1875 kN.cm = 3,44 t.m = 33,721875 kN.m  
  
6,136 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 266,8 kN de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 1,83 cm  
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 266,8 kN  
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 54,07 kN.m  
momento último resistente M(u) = Mcwd = 54,0699276 kN.m ( 38,6213768 kN.m se dividido por 1,4 )

x23 = 5,44 cm / x34 = 13,2 cm      x = 1,83 cm      Domínio 2 ==> seção SUBarmada



**Verificação da laje ao cortante:**







### 5.1.7.5.2. COMBINAÇÃO ÚLTIMA NORMAL NA PRÉ CURA:

Foi confeccionado um modelo da lajota na fase de pré-cura conforme a figura abaixo:

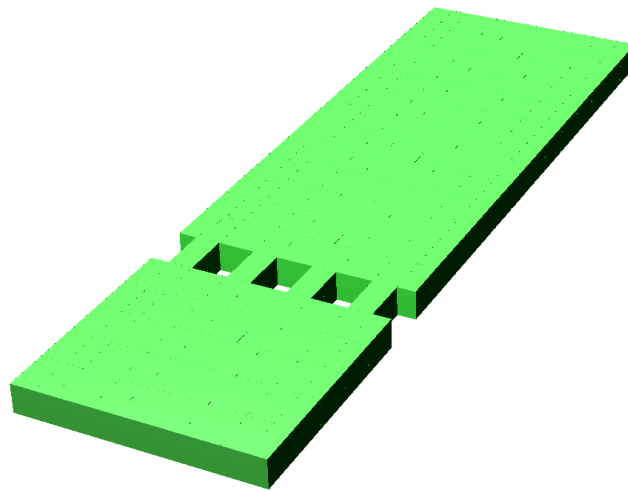


Figura 29: modelo da lajota na fase de pré-cura

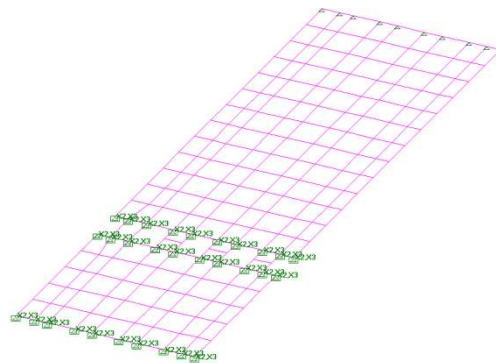


Figura 30: modelo matemático

Foram adicionados os seguintes carregamentos:

- Peso próprio da lajota

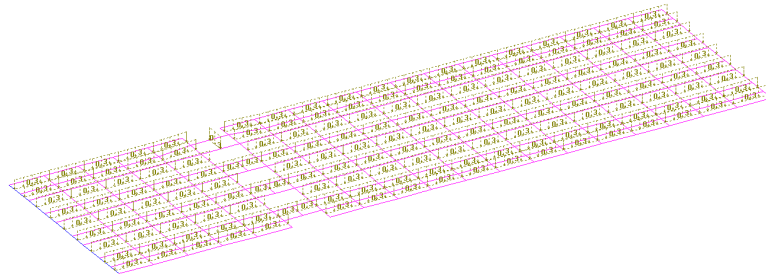


Figura 31: peso próprio da lajota

- Peso próprio da capa

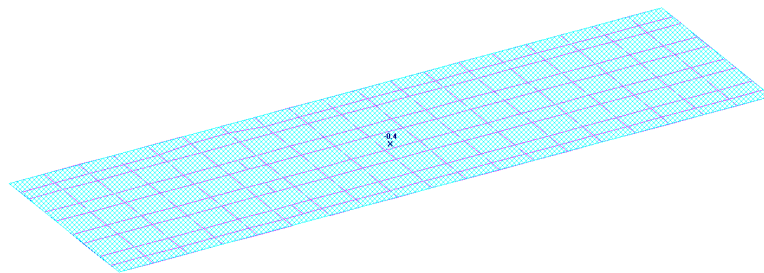


Figura 32: peso próprio da capa =  $400\text{kg/m}^2$

- Peso próprio do retentor lateral

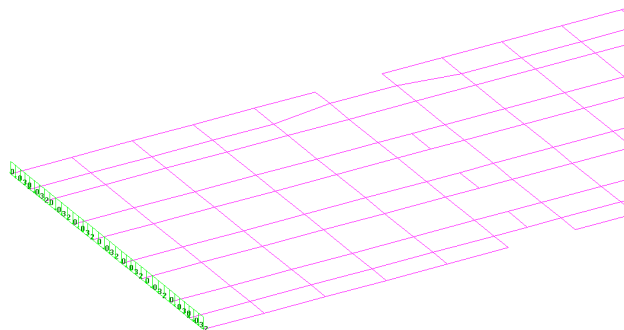


Figura 33: peso proprio do retentor lateral =  $32\text{kg/m}$



- Carga acidental de construção

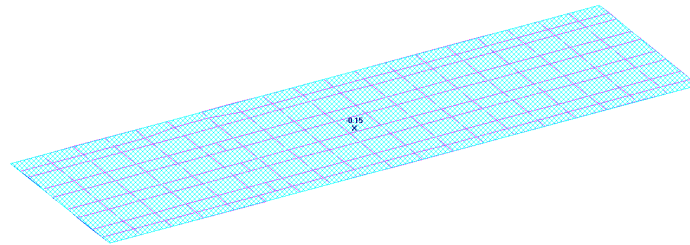


Figura 34: carga acidental de construção = 150kg/m<sup>2</sup>

Para o Estado Limite Ultimo (ELU) foram utilizadas as seguintes combinações de esforços:

	CP	CA
ÚLTIMA NORMAL (CP + CA)	1.35	1.75

### Armadura Longitudinal Superior

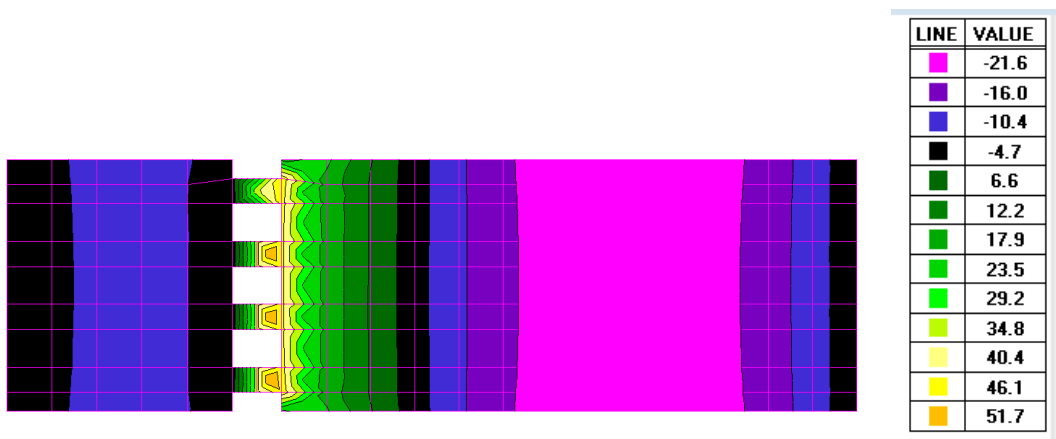
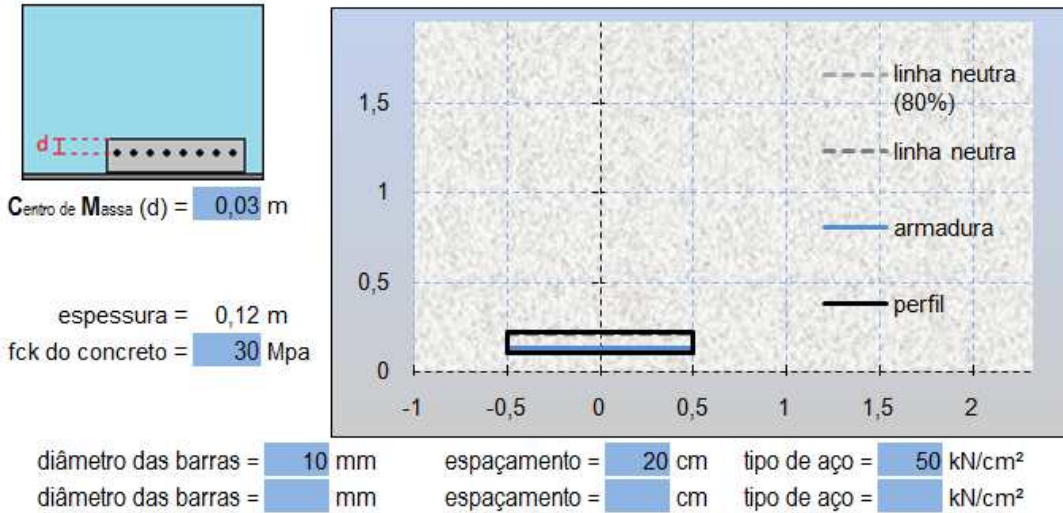


Figura 35: tensões em x +z



Armadura LONGITUDINAL da face SUPERIOR - tensão sobre a face tracionada = 51,7 kgf/cm<sup>2</sup>



#### CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 14400 cm<sup>4</sup>  
distância do CG até a face comprimida = 6 cm  
momento solicitante = 1217,2248 kN.cm = 1,24 t.m = 12,172248 kN.m

3,927 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 170,7 kN de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 1,17 cm  
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 170,7 kN  
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 14,57 kN.m  
momento último resistente M(u) = Mcwd = 14,5662427 kN.m ( 10,404459 kN.m se dividido por 1,4 )

x<sub>23</sub> = 2,33 cm / x<sub>34</sub> = 5,65 cm    x = 1,17 cm    Domínio 2 ==> seção SUBarmada



**Armadura Longitudinal Inferior**

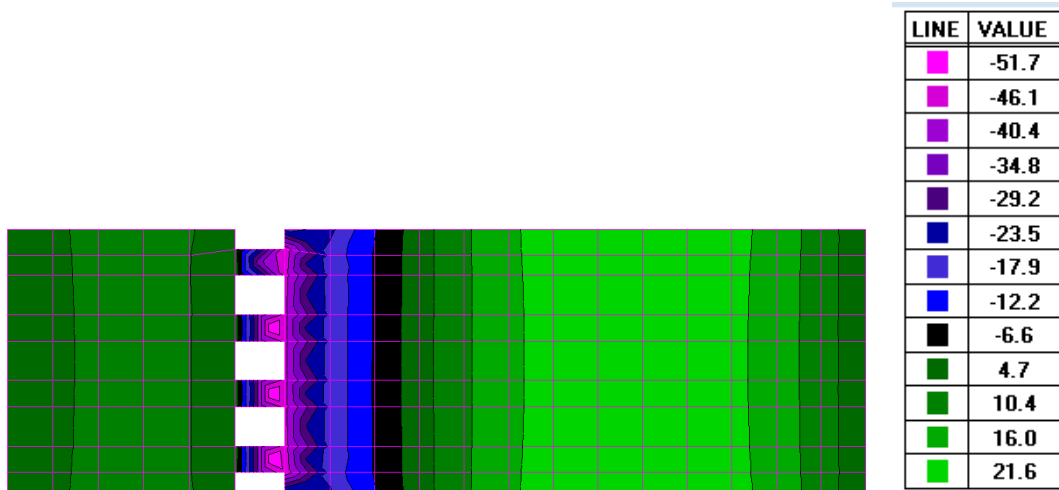
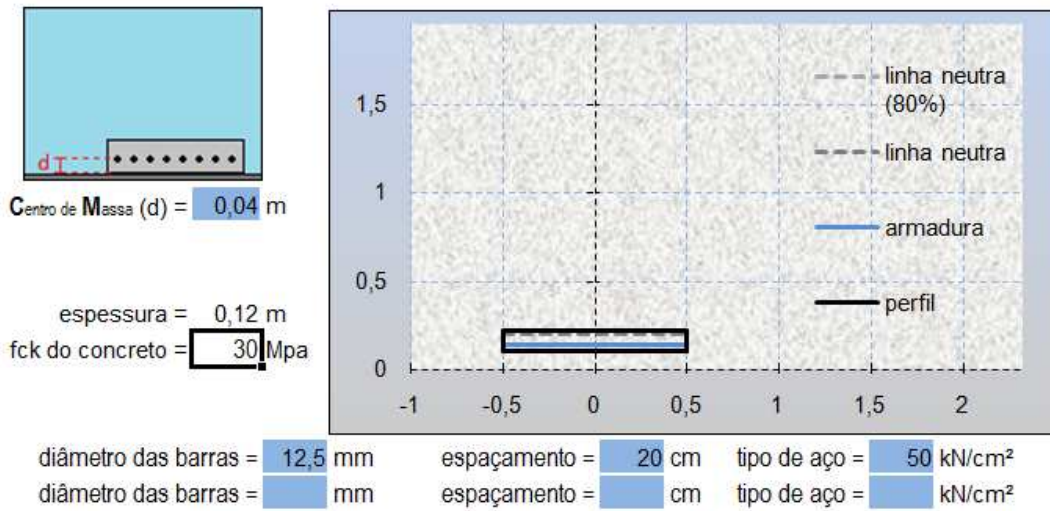


Figura 36: tensões em x - z

Armadura LONGITUDINAL da face INFERIOR - tensão sobre a face tracionada = 21,6 kgf/cm<sup>2</sup>







#### CÁLCULO DA ARMADURA

$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 14400 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 6 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 508,5504 \text{ kN.cm} = 0,52 \text{ t.m} = \underline{5,085504 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 6,136 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 266,8 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 1,83 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 266,8 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 19,39 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{19,3886228 \text{ kN.m}} \text{ ( } 13,8490163 \text{ kN.m se dividido por 1,4 )} \end{aligned}$$

$$x_{23} = 2,07 \text{ cm} / x_{34} = 5,03 \text{ cm} \quad x = 1,83 \text{ cm} \quad \text{Domínio 2} \implies \text{seção SUBarmada}$$

## 5.2. MODELO DE CÁLCULO B – MODELO MATEMÁTICO DA ESTRUTURA METÁLICA NA PRÉ CURA:

Modelo que leva em conta a superestrutura na condição inicial de rigidez (pré cura) com consideração de molas nos apoios. Visa avaliar e dimensionar a estrutura metálica de longarinas e transversinas nessa fase.

### 5.2.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

#### Modelo matemático

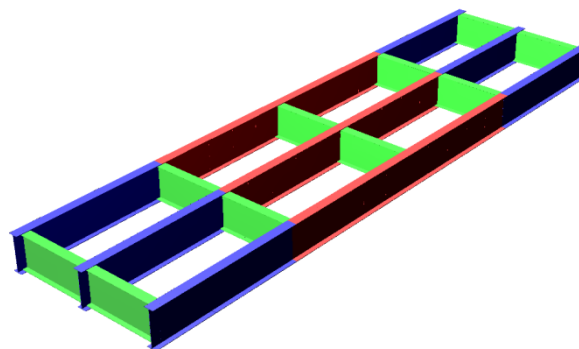


Figura 37: modelo matemático renderizado

## 5.2.2. PROPRIEDADES DAS BARRAS NO MODELO

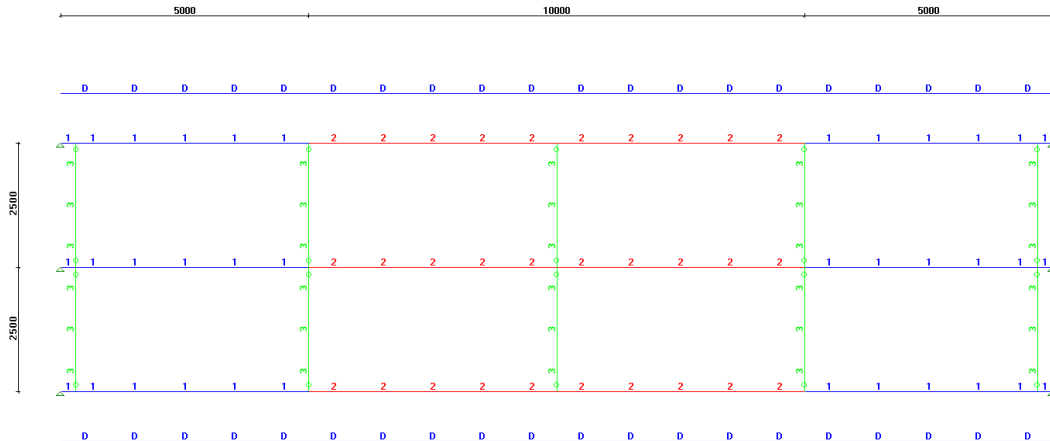


Figura 38: Propriedade das barras

## 5.2.3. CARREGAMENTOS

### 5.2.3.1. PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA METÁLICA

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio.

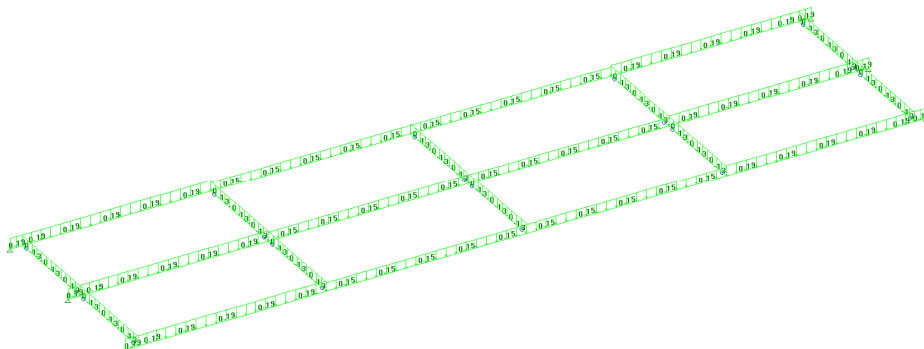


Figura 39: peso próprio da estrutura metálica

### 5.2.3.2. PESO PRÓPRIO DAS LAJOTAS E CAPA DE CONCRETO

Foram aplicadas as cargas relativas ao peso das lajotas e da capa de concreto porem sem consideração de rigidez.

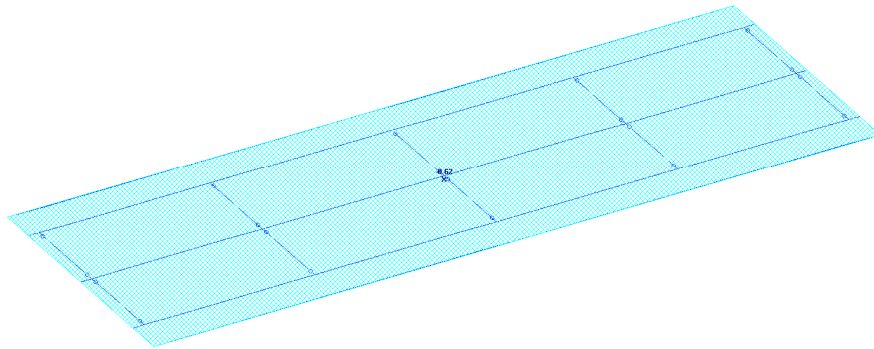


Figura 40: peso próprio das lajotas e capa de concreto

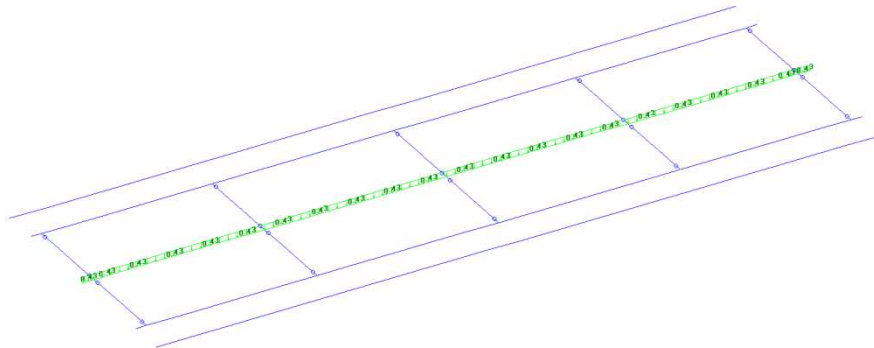


Figura 41: misula de concreto referente a capa de concreto na viga central



### 5.2.3.3. CARGA ACIDENTAL REFERENTE À CONSTRUÇÃO:

Foi considerada uma carga acidental de 150kg/m<sup>2</sup> referente aos serviços sobre o tabuleiro.

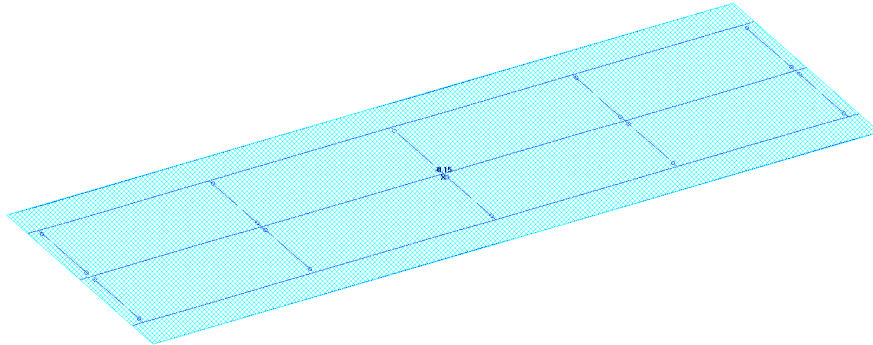


Figura 42: carga acidental de construção

### 5.2.4. GRUPOS DE CARGAS E COMBINAÇÕES

Para o dimensionamento da estrutura metálica foram utilizados os grupos de carregamentos e combinações apresentados abaixo:

#### **Cargas permanentes (CP):**

Ações cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Compreendem:

- Carga proveniente do peso próprio da estrutura metálica;
- Carga proveniente do peso das lajotas, capa de concreto e mísula;

#### **Cargas acidentais (CA):**

São aquelas de caráter transitório, compreendem:

- Carga acidental de construção;



Para o Estado Limite Ultimo (ELU) foram utilizadas as seguintes combinações de esforços:

	CP	CA
ÚLTIMA NORMAL (CP + CA)	1.35	1.75

Após o processamento da estrutura foram obtidos os esforços para a condição mais desfavorável de solicitações para o dimensionamento das peças metálicas.

## 5.2.5. RESULTADOS NA PRÉ CURA E VERIFICAÇÃO DOS DIMENSIONAMENTOS

### 5.2.5.1. LONGARINAS METÁLICAS

#### Esforços solicitantes máximos

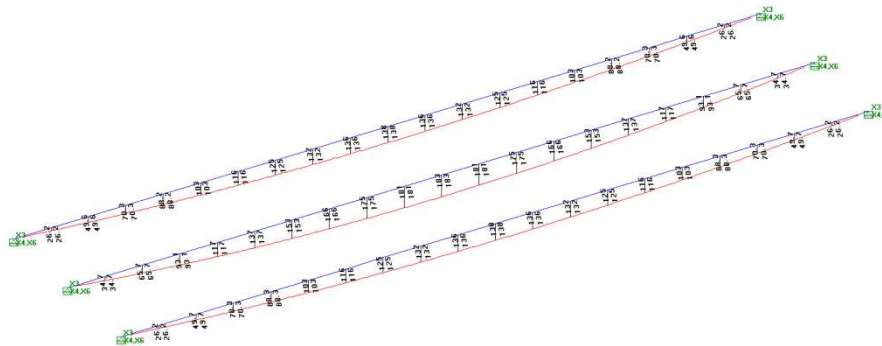


Figura 43: momento fletor máximo ELU = 181tf.m (viga central)

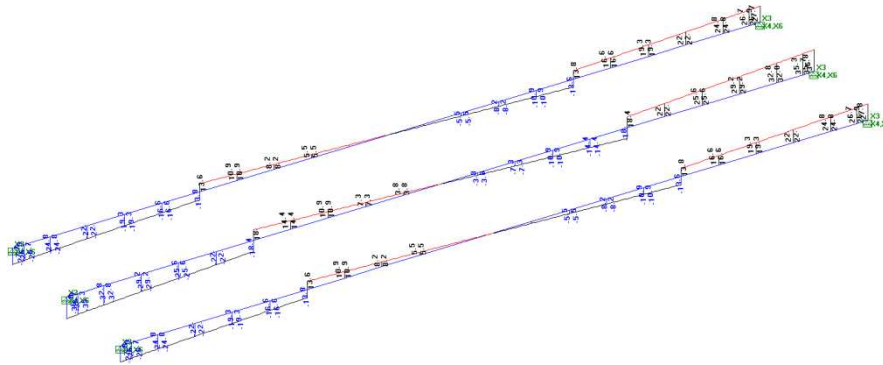


Figura 44: esforço cortante máximo ELU = 36.8tf (viga central)

### Verificação estrutural segundo a AASHTO LRFD – Bridge Design Specifications, 7th Edition, 2014.

Análise da solicitação /capacidade de cada perfil da longarina:

Perfil dos apoios: 49%  
Perfil do vão: 72%

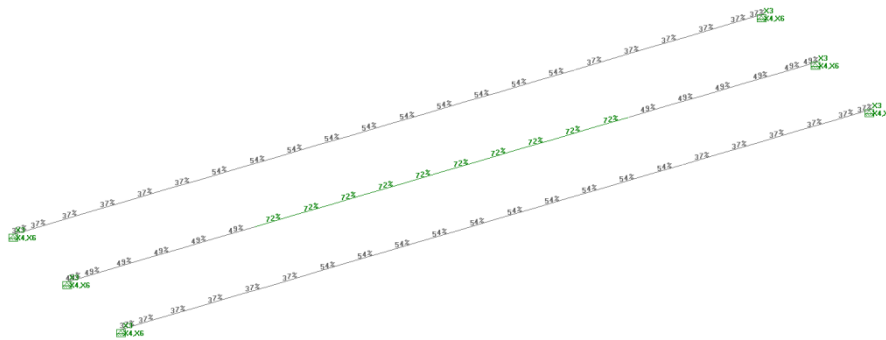


Figura 45: solicitação/capacidade das longarinas



## Perfil dos apoios: apenas a viga mais carregada

Detailed Results Table							
Moments: ton*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.							
Beam: 28, 276, 275, 274, 273, 11							X2 (Major axis)
<b>CONSTRAINTS</b>				<b>DESIGN DATA</b>			
- Sections :	Check			- Kx = 1.00	- Ky = 1.00		
- Steel Grade:	Fy 50			- Allow. Slend. : 200 (compr.) 240 (tens.)			
				- Allowable Deflection : 1/1			
				- Tension Area Reduction Factor : 1.00			
				- Building type : Unbraced			
<b>INTERMEDIATE SUPPORTS</b>							
L =	0.30	0.30	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00
Lat.-Tors.	+	+ -	+	+	+	+	+ -
	X	X Y	X	X	X	X	X Y
Section: Property no. 1							
Ix = 454213 Iy = 7218.20cm <sup>4</sup> Zx = 9349 Zy = 763.7cm <sup>3</sup> Area = 235.7							
hw = 1150.00 bf = 300.00mm tw = 12.50 tf = 16.00mm							
J = 154.66 Cw = 23.21dm <sup>6</sup>							
DESIGN COMBINATION = 1							
M2 Moment Diagram							
Moments at Intermediate Supports:							
10.89    34.70    65.68    93.07    116.88    137.09							
10.89							
Max. AXIAL Force = 0.00 (tens.) Max. SHEAR Force = 36.82							
SECTION CLASSIFICATION: *** NON-COMPACT ***							
Limiting Ratios: Compa Non-Compact							
d/t= 89.44	<	90.6	163.0	(Fy= 352.3 R = 0.000 )			
b/t= 9.37	<	9.2	10.8				
DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL			
V3 Shear 6.10.7.2-3	Vu/Vn <1.00 Vn=4.55*tw  *E/D	Av = 139.75	Vu = 36.82 Vn = 162.28	0.23			
M2 Moment 6.10.4-1 without LTB	M φf*Mn < 1.00	S = 7899.37 φf = 1.00	M = 137.09 Mn = 278.28	0.49			

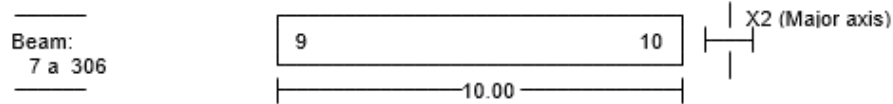


**Perfil do vão: apenas a viga mais carregada**

**Detailed Results Table**

---

Moments: ton\*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.



**CONSTRAINTS**

- Sections : Check
- Steel Grade: Fy 50

**DESIGN DATA**

- Kx = 1.00 - Ky = 1.00
- Allow. Slend. : 200 (compr.) 240 (tens.)
- Allowable Deflection : 1/1
- Tension Area Reduction Factor : 1.00
- Building type : Unbraced

**INTERMEDIATE SUPPORTS**

L =	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.0
Lat.-Tors.	+	+	+	+	+	+-	+	+	+	+
Compress.	X	X	X	X	X	X Y	X	X	X	X

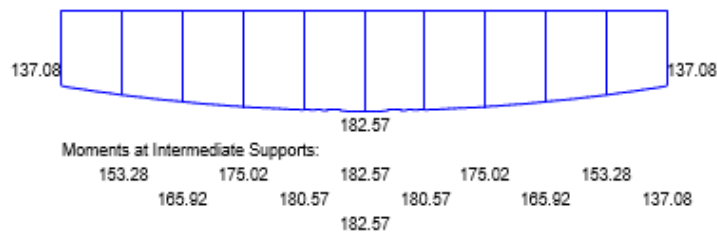
L =	10.00
Lat.-Tors.	+-
Compress.	X Y

Section: Property no. 2

ix = 413456 ly = 7206.79cm<sup>4</sup> Zx = 8255 Zy = 742.6cm<sup>3</sup> Area = 196.6  
 hw = 1150.00 bf = 300.00mm tw = 9.00 tf = 16.00mm  
 J = 107.83 Cw = 23.17dm<sup>6</sup>

DESIGN COMBINATION = 1

**M2 Moment Diagram**



Max. AXIAL Force = 0.00 (tens.) Max. SHEAR Force = 17.97





Detailed Results Table

Moments: ton\*meter , Forces: ton , Stresses: mPa , Section prop.: cm.

SECTION CLASSIFICATION: \*\*\* NON-COMPACT \*\*\*

Limiting Ratios: Compa Non-Compact  
d/t=124.22 < 90.6 163.0 (Fy= 352.3 R= 0.000 )  
b/t= 9.38 < 9.2 10.0

DESIGN	EQUATION	FACTORS	VALUES	RESUL
V3 Shear 6.10.7.2-3	$V_u/V_n < 1.00$ $V_n = 4.55 * t_w * E/D$	$A_v = 100.62$	$V_u = 17.97$ $V_n = 60.57$	0.30
M2 Moment 6.10.4-1 without LTB	$M / (\phi * M_n) < 1.00$	$S = 7190.54$ $\phi f = 1.00$	$M = 182.57$ $M_n = 253.30$	0.72

### 5.2.5.2. TRANSVERSINAS METÁLICAS

#### Esforços solicitantes máximos

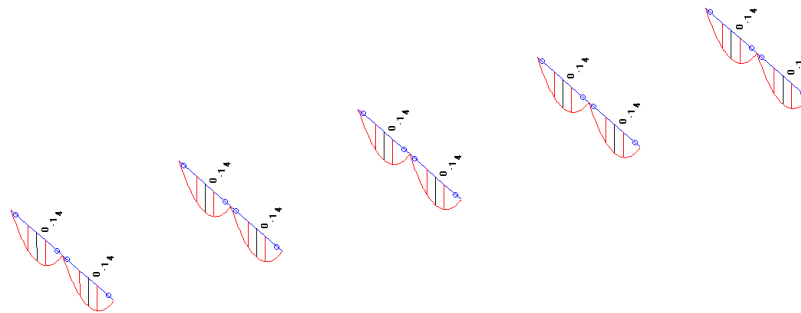


Figura 46: momento fletor máximo = 0,14tf.m

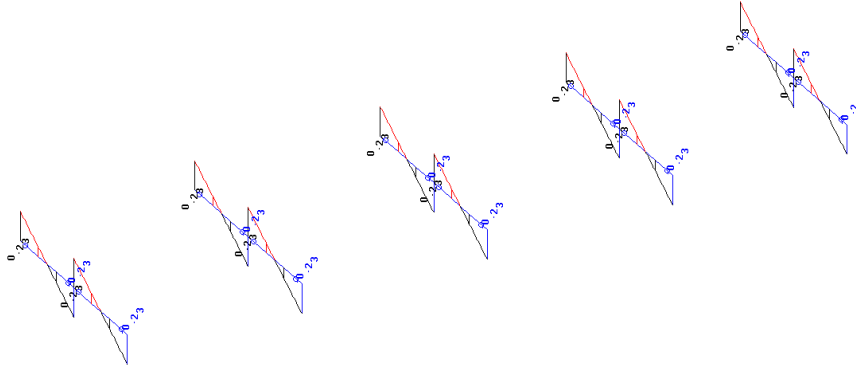


Figura 47: esforço cortante máximo =  $0,23t$

### Verificação estrutural segundo a AASHTO LRFD – Bridge Design Specifications, 7th Edition, 2014.

Não será analisada dado que não existem solicitações suficientes.

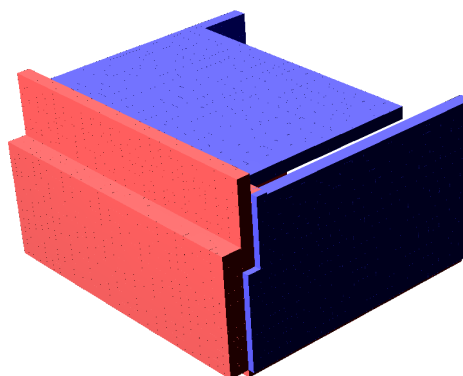


### 5.3. MODELO DE CÁLCULO C - MODELO MATEMÁTICO DO ENCONTRO E LAJE DE TRANSIÇÃO:

Modelo matemático do encontro e laje de transição na fase final.

#### 5.3.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

##### Modelo matemático:



*Figura 48: modelo matemático do encontro e laje de transição*

Para o dimensionamento do encontro e sapatas serão utilizados elementos de placa para as paredes e elementos sólidos para as cortinas.

Para o dimensionamento da laje de transição será utilizado modelo de placa sobre meio elástico utilizando coeficientes de mola para simular o comportamento do solo.

Para o solo de suporte da laje foi utilizado coeficiente de mola  $K = 19000\text{KN/m}^3$  equivalente a  $1900\text{ton/m}^3$  aplicado em todo o modelo.



### 5.3.2. PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS

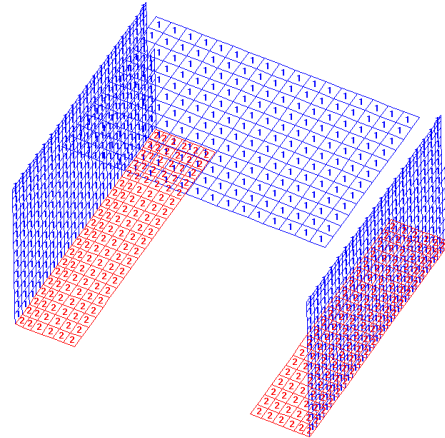


Figura 49: propriedades de elementos planos



Figura 50: propriedades de elementos sólidos



### 5.3.3. CARREGAMENTOS

#### 5.3.3.1. PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA DE CONCRETO

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio.

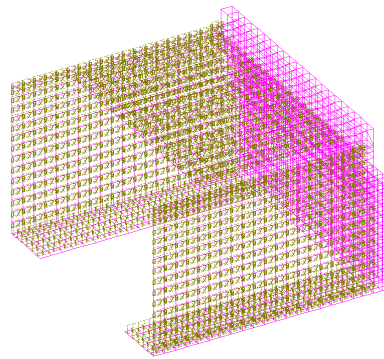


Figura 51: peso próprio da estrutura

#### 5.3.3.2. PESO PRÓPRIO DO ATERRO:

Considerando preenchimento com rachão:

Peso específico =  $1800\text{kgf/m}^3$

Volume de rachão:  $168\text{m}^3$

Peso sobre as sapatas:  $52\text{tf}$  cada

Peso por metro sobre as sapatas:  $7,2\text{tf/m}^2$

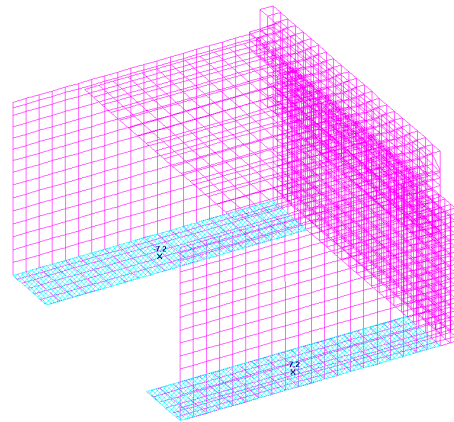


Figura 52: peso próprio do aterro sobre as sapatas

### 5.3.3.3. EMPUXO:

#### Parcela causada pelo aterro:

Considerando todo o encontro preenchido com rachão sem a consideração do empuxo passivo formado pelos prismas formados nas laterais externamente:

Peso específico =  $1800 \text{ kgf/m}^3$

Altura do muro =  $3,8 \text{ m}$

Ângulo de atrito natural =  $42 \text{ graus}$

Coefficiente de empuxo  $K = 0,198$

#### Parcela causada pelo pavimento (preenchimento da porção superior da laje de transição):

Peso específico =  $1800 \text{ kgf/m}^3$

Altura =  $0,46 \text{ m}$

Carga sobre a laje =  $720 \text{ kg/m}^2$

Altura adicional =  $0,4 \text{ m}$



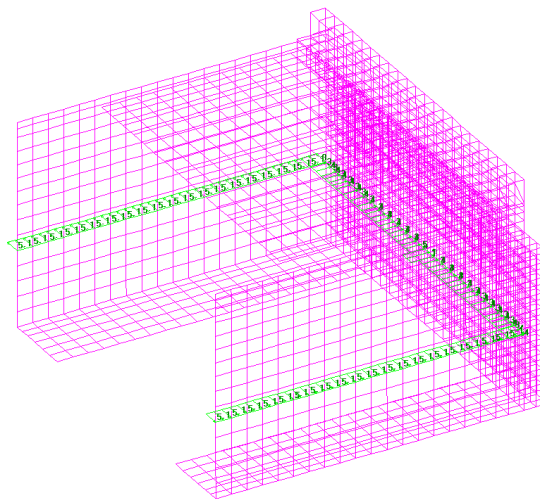
**Parcela causada pela carga móvel:**

Peso do veículo = 45 tf

Altura adicional = 1,39m

**Empuxo total = 5,1tf/m**

**Ponto de aplicação = 1,57m**



*Figura 53: empuxo ativo*

**5.3.3.4. CARGA MÓVEL:**

Aplicação do trem-tipo com impacto sobre a laje de transição:

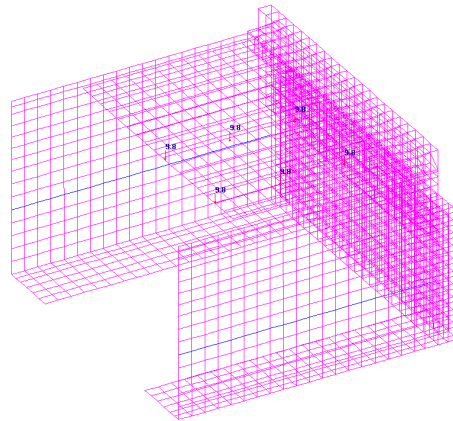
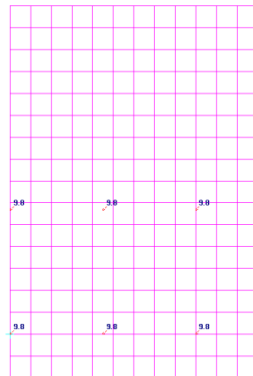


Figura 54: carga móvel

#### 5.3.3.5. Reações da superestrutura:

Aplicação das reações da superestrutura (majoradas) na posição dos apoios das longarinas:



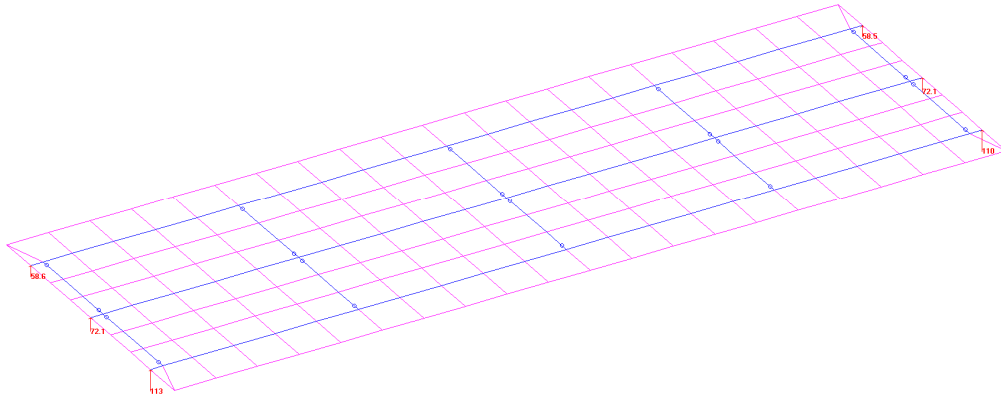


Figura 55: reação vertical máxima do modelo A = 113tf

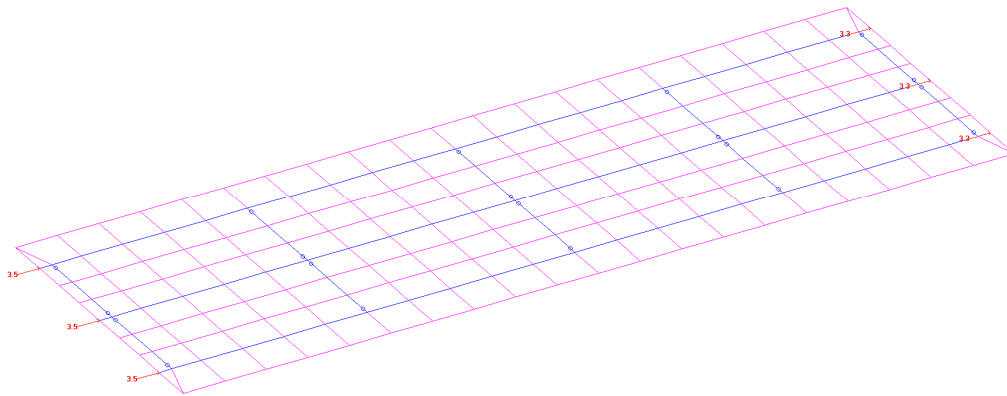


Figura 56: reação longitudinal máxima do modelo A = 3.5tf

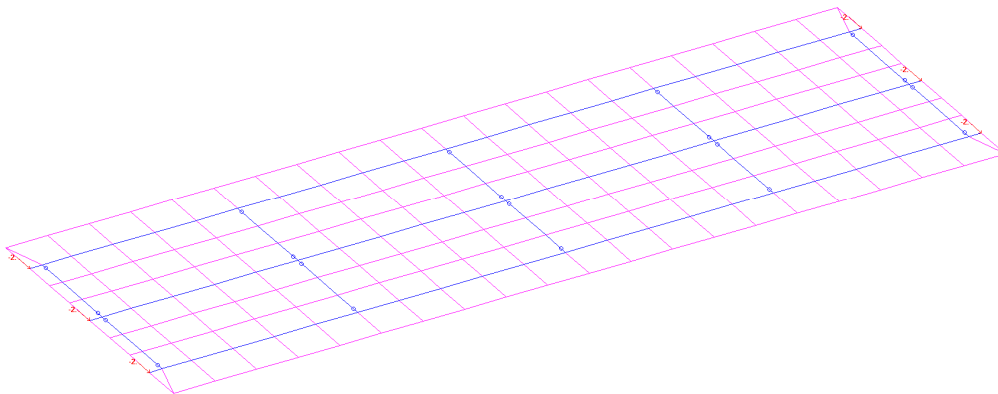


Figura 57: reação transversal máxima do modelo A = 2tf

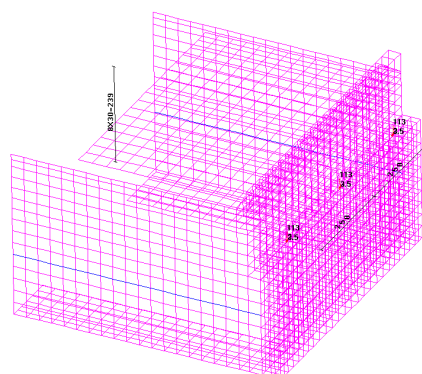


Figura 58 – aplicação das reações da superestrutura no modelo C

#### 5.3.4. GRUPOS DE CARGAS E COMBINAÇÕES

Para o dimensionamento da estrutura foram utilizados os grupos de carregamentos e combinações apresentados abaixo:

##### Cargas permanentes (CP):

Ações cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Compreendem:

- Carga proveniente do peso próprio da estrutura e peso do aterro;
- Empuxo ativo;

##### Cargas combinadas (CC):

- Reações da superestrutura;

Para o Estado Limite Ultimo (ELU) foram utilizadas as seguintes combinações de esforços:

	CP	CC
<b>ÚLTIMA NORMAL (CP + CA)</b>	<b>1.35</b>	<b>1</b>

Após o processamento da estrutura foram obtidos os esforços para a condição mais desfavorável de solicitações para o dimensionamento das peças.

### 5.3.5. RESULTADOS E DIMENSIONAMENTOS

#### 5.3.5.1. PAREDE FRONTAL DO ENCONTRO

Armadura horizontal face externa:

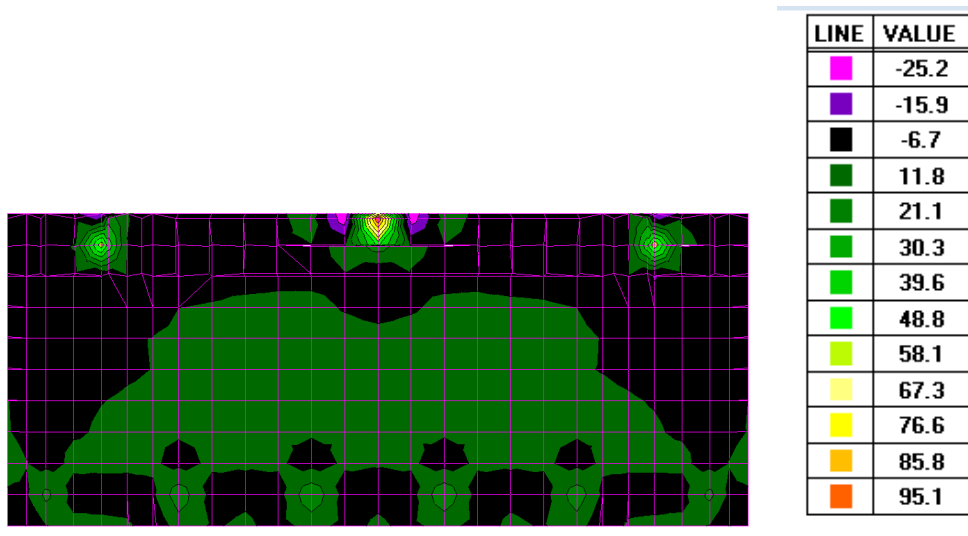
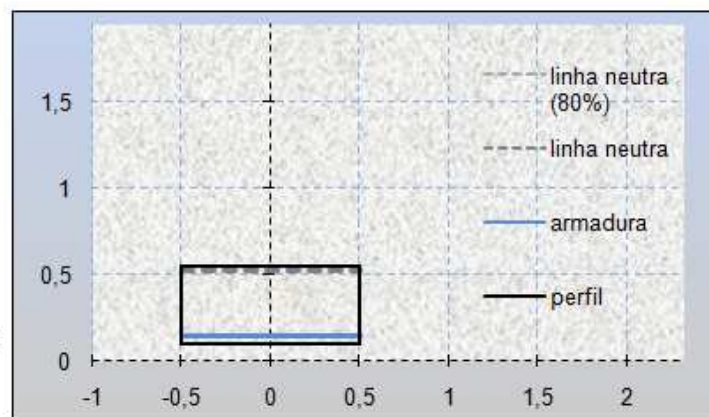
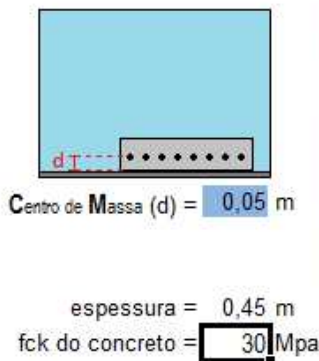


Figura 59: tensão em X - face externa = 11.8kgf/cm<sup>2</sup>

Armadura HORIZONTAL da face EXTERNA

tensão sobre a face tracionada = 11,8 kgf/cm<sup>2</sup>



diâmetro das barras = 10 mm      espaçamento = 10 cm      tipo de aço = 50 kN/cm<sup>2</sup>  
 diâmetro das barras = 10 mm      espaçamento = 10 cm      tipo de aço = 50 kN/cm<sup>2</sup>



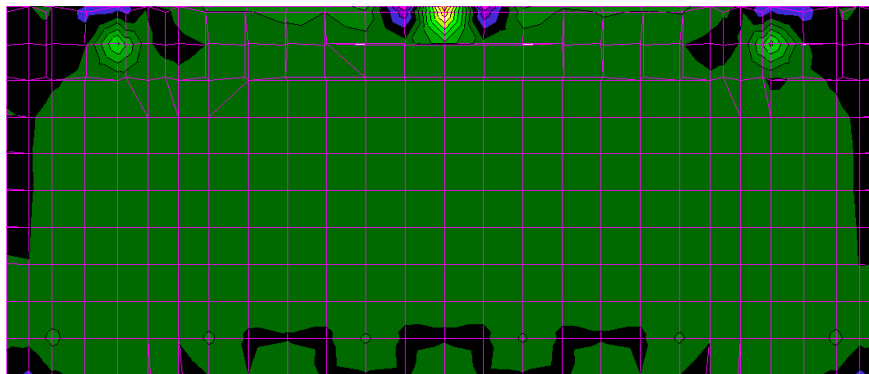
#### CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 759375 cm<sup>4</sup>  
distância do CG até a face comprimida = 22,5 cm  
momento solicitante = 3906,8325 kN.cm = 3,98 t.m = 39,068325 kN.m

7,854 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 341,5 kN de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,34 cm  
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 341,5 kN  
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 133,4 kN.m  
momento último resistente M(u) = Mcwd = 133,39001 kN.m ( 95,27858 kN.m se dividido por 1,4 )

x23 = 10,4 cm / x34 = 25,1 cm    x = 2,34 cm    Domínio 2 ==> seção SUBarmada

#### Armadura vertical face externa:



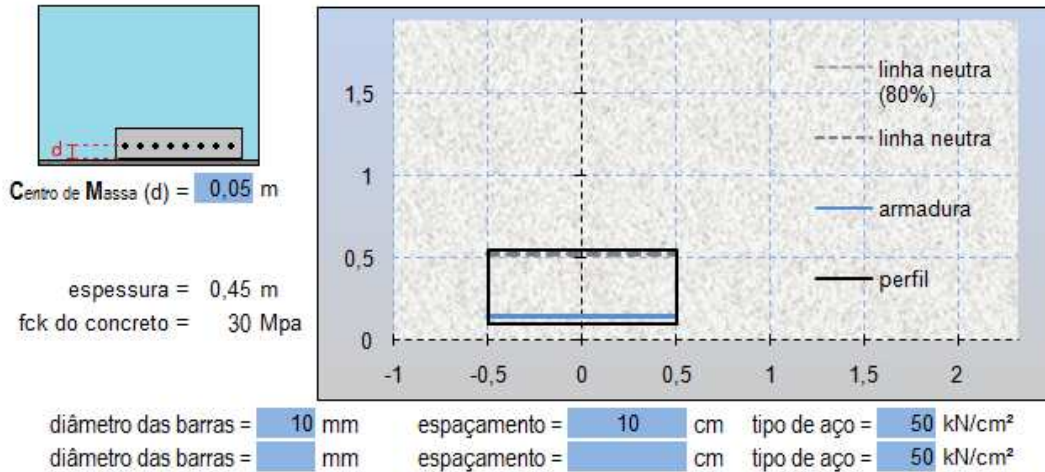
LINE	VALUE
█	-30.1
█	-22.2
█	-14.4
█	-6.5
█	9.3
█	17.2
█	25.1
█	32.9
█	40.8
█	48.7
█	56.6
█	64.5
█	72.4

Figura 60: tensão em Y - face externa = 9.3kgf/cm<sup>2</sup>



Armadura VERTICAL da face EXTERNA

tensão sobre a face tracionada = 9,3 kgf/cm<sup>2</sup>



#### CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 759375 cm<sup>4</sup>  
distância do CG até a face comprimida = 22,5 cm  
momento solicitante = 3079,11375 kN.cm = 3,13875 t.m = 30,791138 kN.m

7,854 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 341,5 kN de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,34 cm  
resistência da área de concreto comprimida (Rc wd) = 341,5 kN  
momento resistente da área de concreto (Mc wd) = 133,4 kN.m  
momento último resistente M(u) = Mc wd = 133,39001 kN.m ( 95,27858 kN.m se dividido por 1,4 )

x23 = 10,4 cm / x34 = 25,1 cm    x = 2,34 cm

Domínio 2 ==> seção SUBarmada



**Armadura horizontal face interna:**

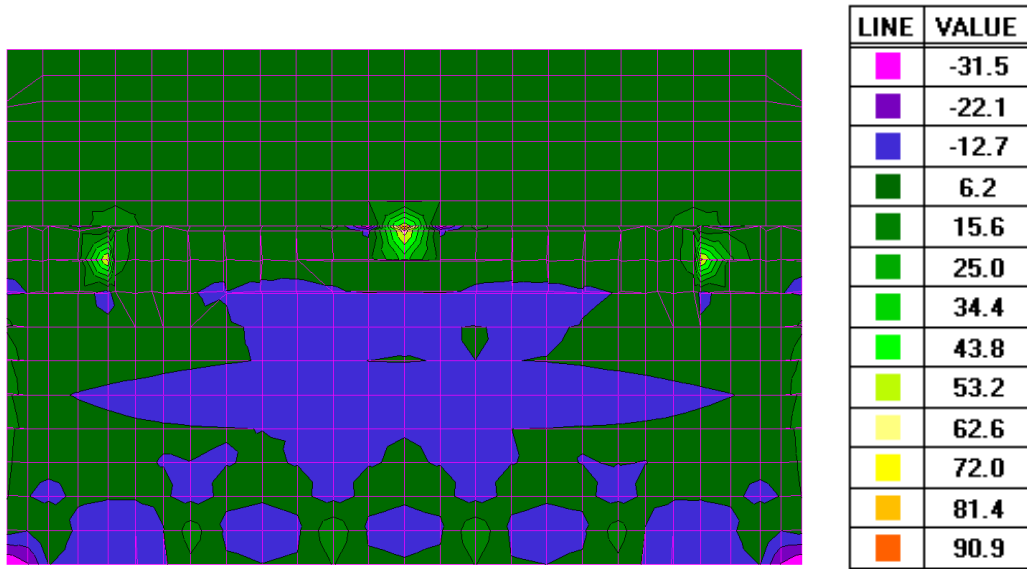
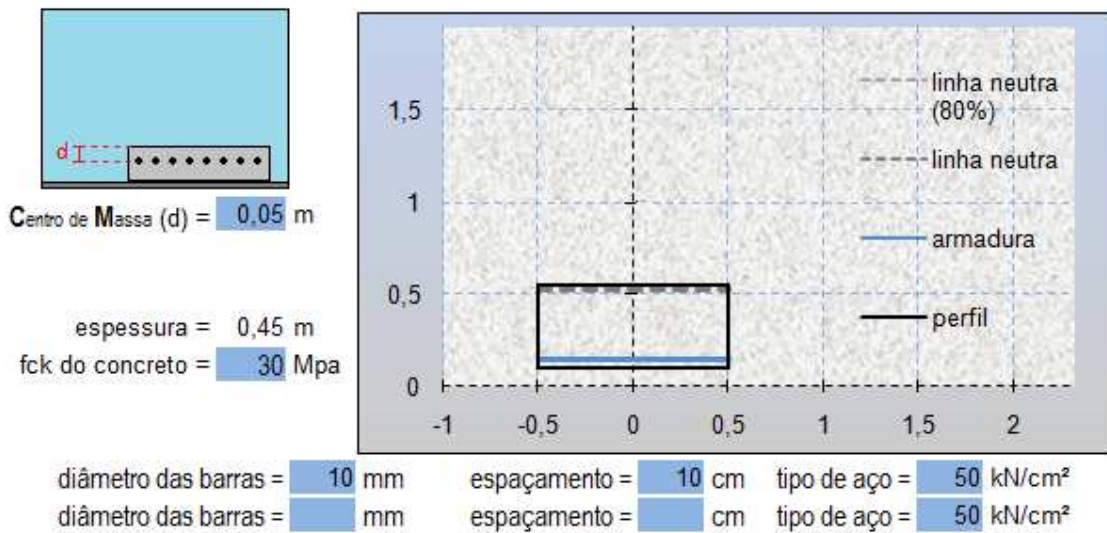


Figura 61: tensão em X - face interna = -12,7kgf/cm<sup>2</sup> (compressão)

Armadura HORIZONTAL da face INTERNA

tensão sobre a face tracionada = -12,7 kgf/cm<sup>2</sup>





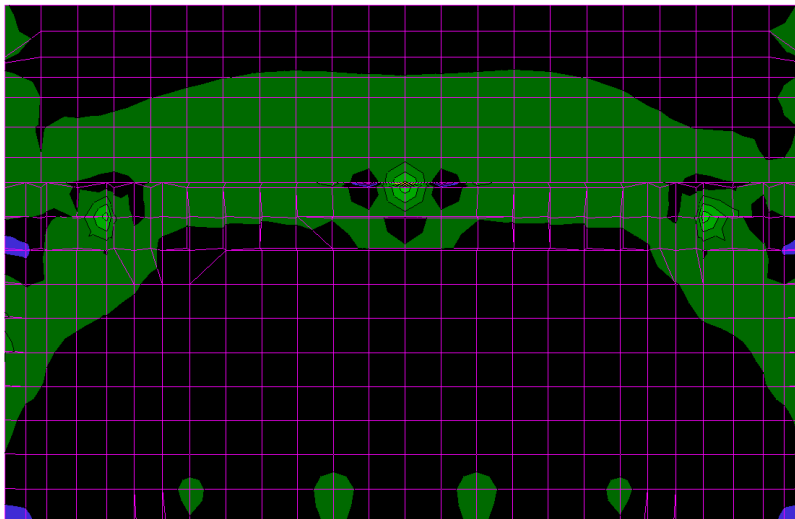
### CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 759375 cm<sup>4</sup>  
distância do CG até a face comprimida = 22,5 cm  
momento solicitante = -4204,81125 kN.cm = -4,29 t.m = -42,048113 kN.m

7,854 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 341,5 kN de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,34 cm  
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 341,5 kN  
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 133,4 kN.m  
momento último resistente M(u) = Mcwd = 133,39001 kN.m ( 95,27858 kN.m se dividido por 1,4 )

x23 = 10,4 cm / x34 = 25,1 cm    x = 2,34 cm    Domínio 2 ==> seção SUBarmada

### Armadura vertical face interna:



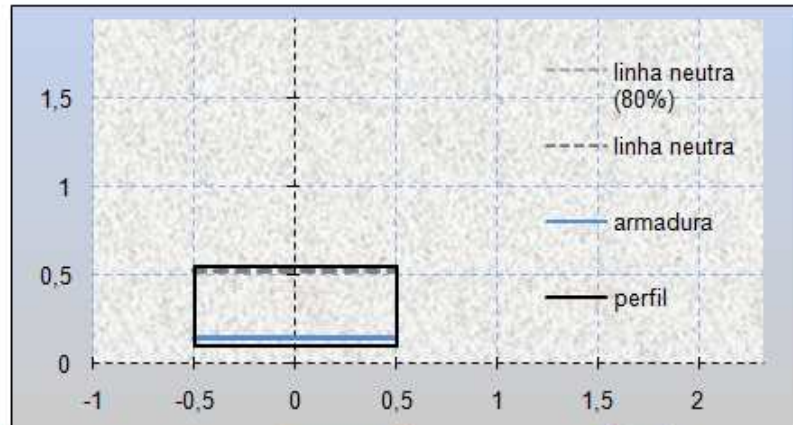
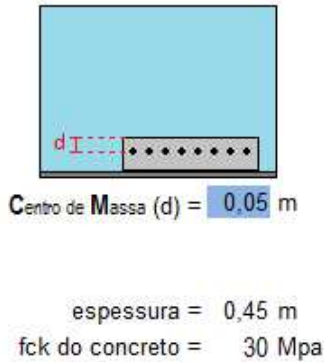
LINE	VALUE
■	-37.0
■	-27.9
■	-18.8
■	-9.6
■	8.6
■	17.7
■	26.8
■	35.9
■	45.0
■	54.1
■	63.2
■	72.3
■	81.4

Figura 62: tensão em Y - face interna = -9.6kgf/cm<sup>2</sup> (compressão)



Armadura VERTICAL da face INTERNA

tensão sobre a face tracionada = **-9,6** kgf/cm<sup>2</sup>



diâmetro das barras = **10** mm      espaçamento = **10** cm      tipo de aço = **50** kN/cm<sup>2</sup>  
diâmetro das barras = **10** mm      espaçamento = **10** cm      tipo de aço = **50** kN/cm<sup>2</sup>

#### CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 759375 cm<sup>4</sup>  
distância do CG até a face comprimida = 22,5 cm  
momento solicitante = -3178,44 kN.cm = -3,24 t.m = -31,7844 kN.m

7,854 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 341,5 kN de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,34 cm  
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 341,5 kN  
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 133,4 kN.m  
momento último resistente M(u) = Mcwd = 133,39001 kN.m ( 95,27858 kN.m se dividido por 1,4 )

x23 = 10,4 cm / x34 = 25,1 cm      x = 2,34 cm

Domínio 2 ==> seção SUBarmada



### 5.3.5.2. CORTINA DO ENCONTRO

#### Armadura horizontal face externa:

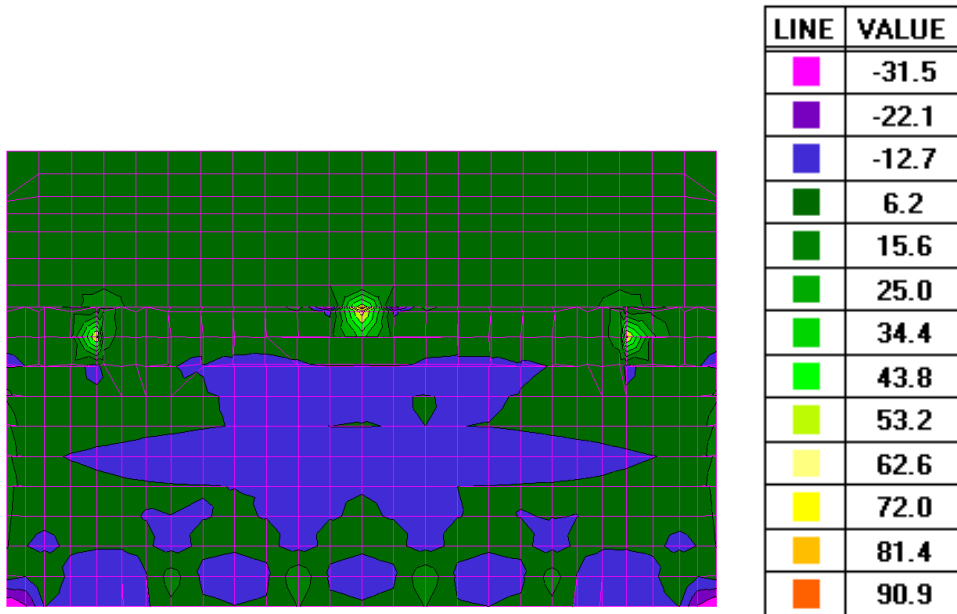
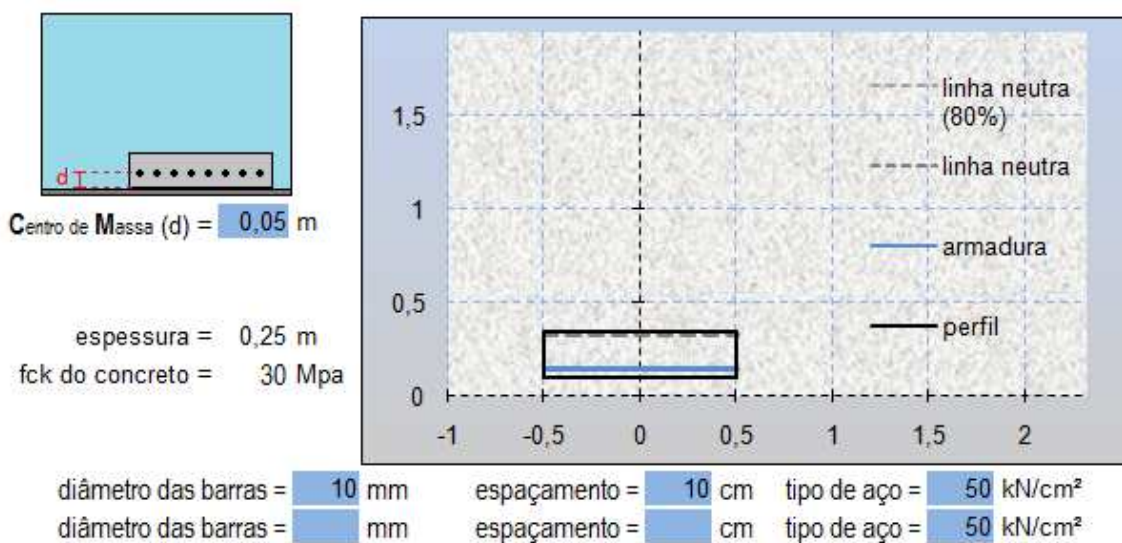


Figura 63: tensão em X - face externa = 6,2kgf/cm<sup>2</sup>

Armadura HORIZONTAL da face EXTERNA      tensão sobre a face tracionada = 6,2 kgf/cm<sup>2</sup>





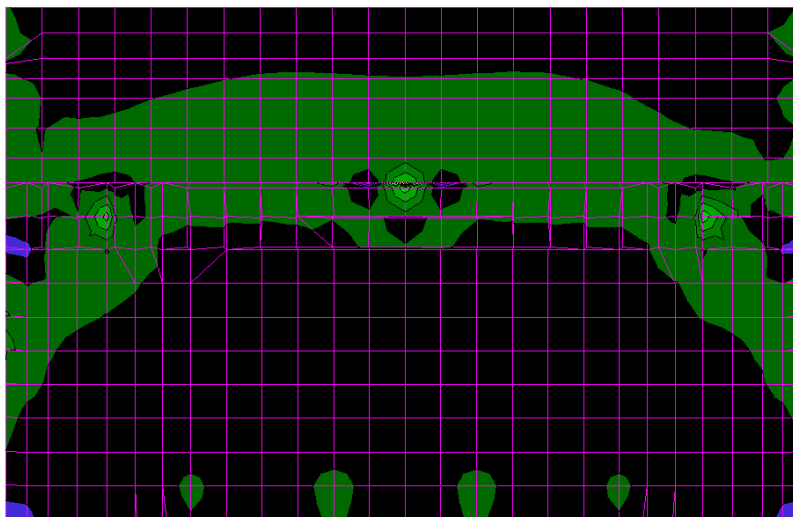
### CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção =  $130208,3333 \text{ cm}^4$   
distância do CG até a face comprimida =  $12,5 \text{ cm}$   
momento solicitante =  $633,5625 \text{ kN.cm} = 0,65 \text{ t.m} = \underline{6,335625 \text{ kN.m}}$

$7,854 \text{ cm}^2$  de aço nas barras =  $341,5 \text{ kN}$  de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) =  $2,34 \text{ cm}$   
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) =  $341,5 \text{ kN}$   
momento resistente da área de concreto (Mcwd) =  $65,09 \text{ kN.m}$   
momento último resistente  $M(u) = Mcwd = \underline{65,09452 \text{ kN.m}}$  (  $46,496086 \text{ kN.m}$  se dividido por 1,4 )

$x_{23} = 5,18 \text{ cm}$  /  $x_{34} = 12,6 \text{ cm}$      $x = 2,34 \text{ cm}$     Domínio 2 ==> seção SUBarmada

### Armadura vertical face externa:



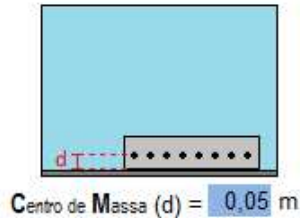
LINE	VALUE
█	-37.0
█	-27.9
█	-18.8
█	-9.6
█	8.6
█	17.7
█	26.8
█	35.9
█	45.0
█	54.1
█	63.2
█	72.3
█	81.4

Figura 64: tensão em Y - face externa =  $8.6 \text{ kgf/cm}^2$



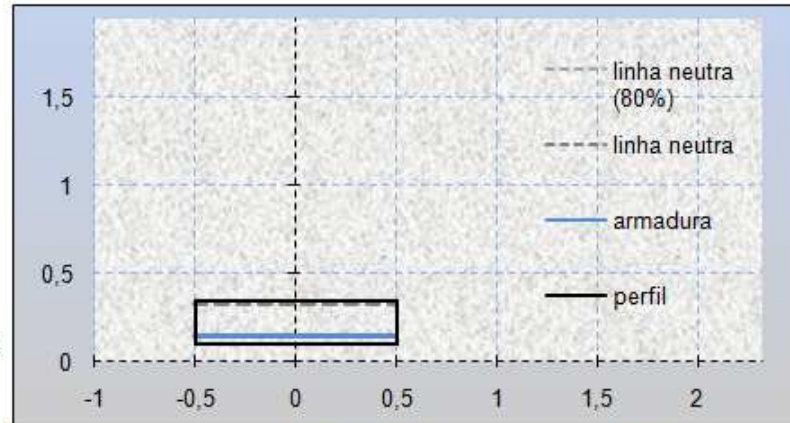
Armadura VERTICAL da face EXTERNA

tensão sobre a face tracionada = **8,6** kgf/cm<sup>2</sup>



Centro de Massa (d) = **0,05** m

espessura = 0,25 m  
fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = **10** mm    espaçamento = **10** cm    tipo de aço = **50** kN/cm<sup>2</sup>  
diâmetro das barras = **10** mm    espaçamento = **10** cm    tipo de aço = **50** kN/cm<sup>2</sup>

#### CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 130208,3333 cm<sup>4</sup>  
distância do CG até a face comprimida = 12,5 cm  
momento solicitante = 878,8125 kN.cm = 0,8958333 t.m = 8,788125 kN.m

7,854 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 341,5 kN de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,34 cm  
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 341,5 kN  
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 65,09 kN.m  
momento último resistente M(u) = Mcwd = 65,09452 kN.m ( 46,496086 kN.m se dividido por 1,4 )

x23 = 5,18 cm / x34 = 12,6 cm    x = 2,34 cm

Domínio 2 ==> seção SUBarmada



**Armadura horizontal face interna:**

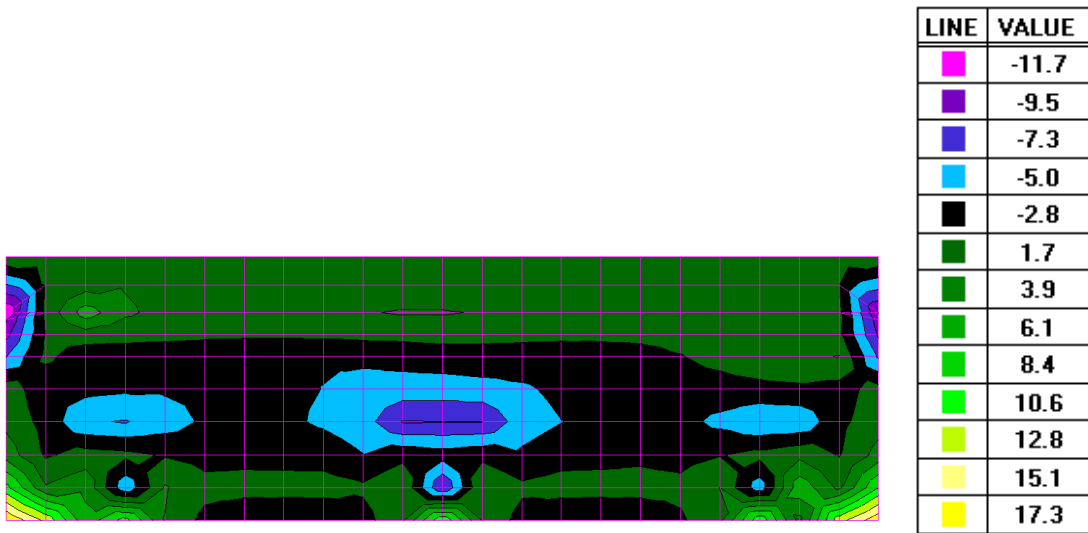
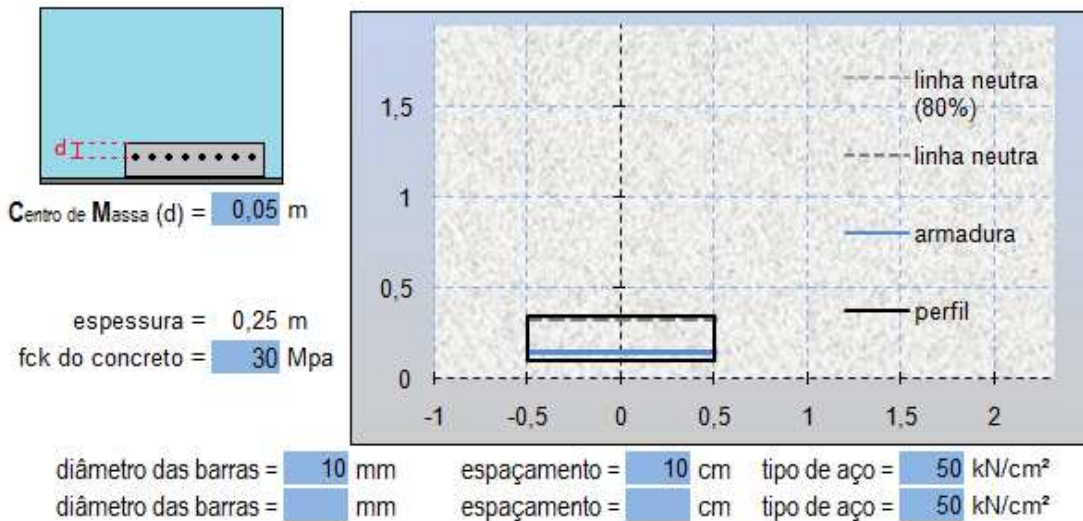


Figura 65: tensão em X - face interna = 1.7kgf/cm<sup>2</sup> (compressão)

Armadura HORIZONTAL da face INTERNA

tensão sobre a face tracionada = 1.7 kgf/cm<sup>2</sup>





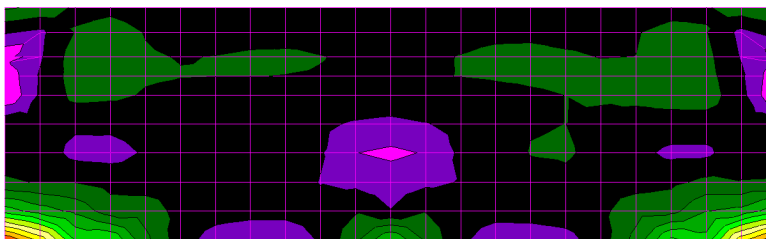
### CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção =  $130208,3333 \text{ cm}^4$   
distância do CG até a face comprimida =  $12,5 \text{ cm}$   
momento solicitante =  $173,71875 \text{ kN.cm} = 0,18 \text{ t.m} = \underline{1,7371875 \text{ kN.m}}$

$7,854 \text{ cm}^2$  de aço nas barras =  $341,5 \text{ kN}$  de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) =  $2,34 \text{ cm}$   
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) =  $341,5 \text{ kN}$   
momento resistente da área de concreto (Mcwd) =  $65,09 \text{ kN.m}$   
momento último resistente  $M(u) = Mcwd = \underline{65,09452 \text{ kN.m}}$  ( $46,496086 \text{ kN.m}$  se dividido por 1,4)

$x_{23} = 5,18 \text{ cm} / x_{34} = 12,6 \text{ cm} \quad x = 2,34 \text{ cm} \quad \text{Domínio 2} \implies \text{seção SUBarmada}$

### Armadura vertical face interna:



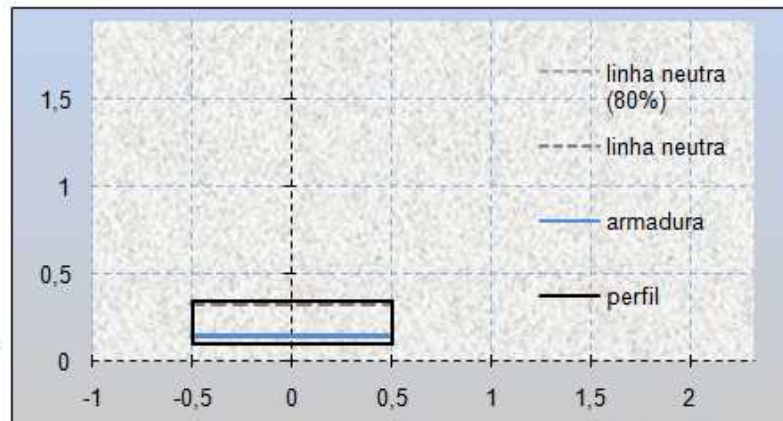
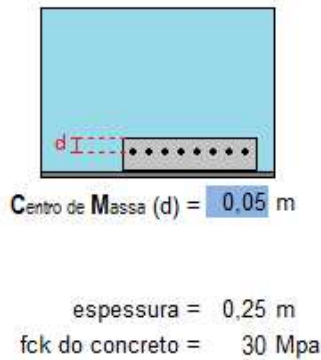
LINE	VALUE
█	-11.8
█	-8.2
█	-4.6
█	2.6
█	6.2
█	9.8
█	13.4
█	17.0
█	20.6
█	24.2
█	27.8
█	31.4
█	35.0

Figura 66: tensão em Y - face interna =  $13,4 \text{ kgf/cm}^2$



Armadura VERTICAL da face INTERNA

tensão sobre a face tracionada = 13,4 kgf/cm<sup>2</sup>



diâmetro das barras = 10 mm    espaçamento = 10 cm    tipo de aço = 50 kN/cm<sup>2</sup>  
diâmetro das barras = mm    espaçamento = cm    tipo de aço = 50 kN/cm<sup>2</sup>

#### CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 130208,3333 cm<sup>4</sup>  
distância do CG até a face comprimida = 12,5 cm  
momento solicitante = 1369,3125 kN.cm = 1,3958333 t.m = 13,693125 kN.m

7,854 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 341,5 kN de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,34 cm  
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 341,5 kN  
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 65,09 kN.m  
momento último resistente M(u) = Mcwd = 65,09452 kN.m ( 46,496086 kN.m se dividido por 1,4 )

x23 = 5,18 cm / x34 = 12,6 cm    x = 2,34 cm    Domínio 2 ==> seção SUBarmada

### 5.3.5.3. LAJE DE TRANSIÇÃO

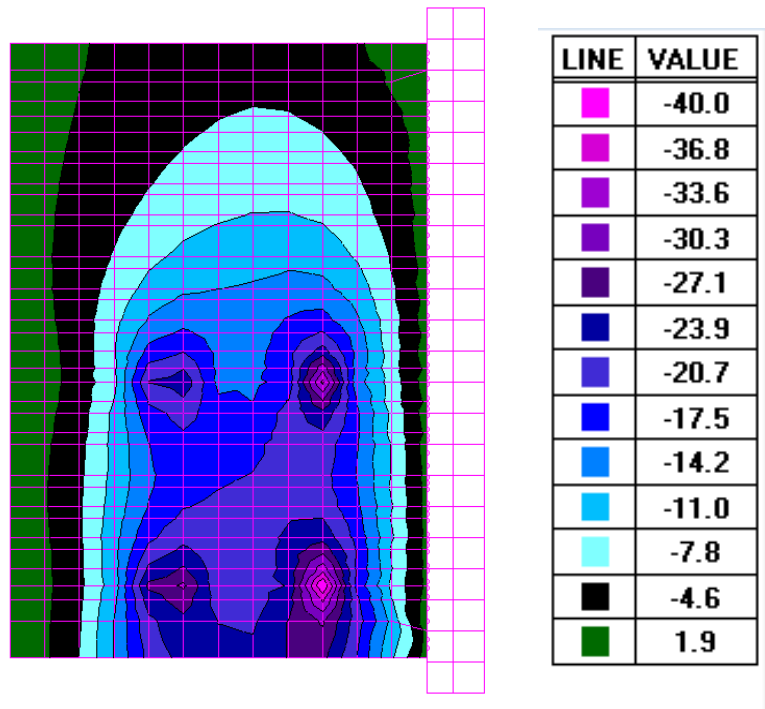
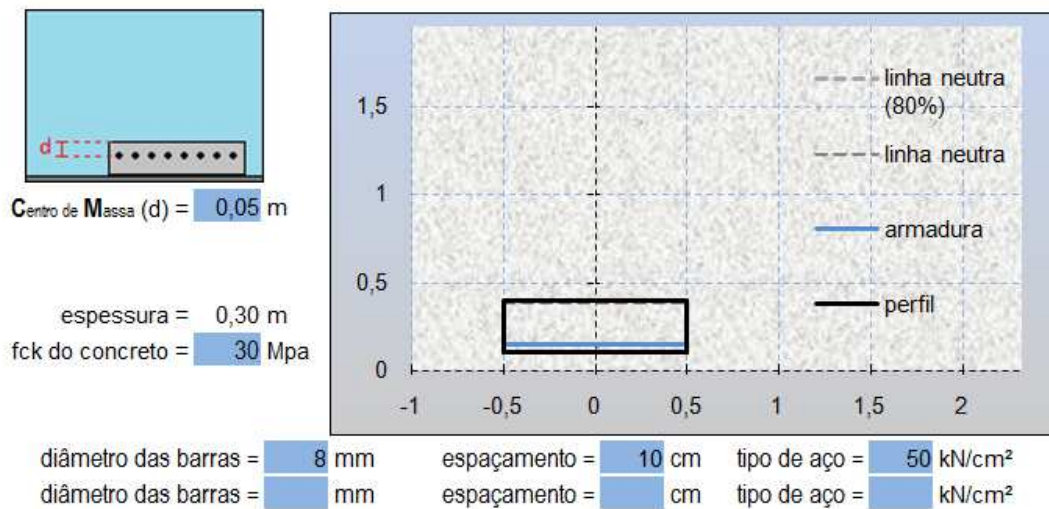


Figura 67 – tensão em  $XZ+ = 1.9 \text{ tf.m}$

Armadura LONGITUDINAL da face SUPERIOR - tensão sobre a face tracionada = 1,9 kgf/cm<sup>2</sup>





### CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 225000 cm<sup>4</sup>  
distância do CG até a face comprimida = 15 cm  
momento solicitante = 279,585 kN.cm = 0,29 t.m = 2,79585 kN.m

5,027 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 218,5 kN de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 1,5 cm  
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 218,5 kN  
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 53,33 kN.m  
momento último resistente M(u) = Mcwd = 53,3252756 kN.m ( 38,0894826 kN.m se dividido por 1,4 )

x<sub>23</sub> = 6,48 cm / x<sub>34</sub> = 15,7 cm      x = 1,5 cm      Domínio 2 ==> seção SUBarmada

### Armadura transversal superior:

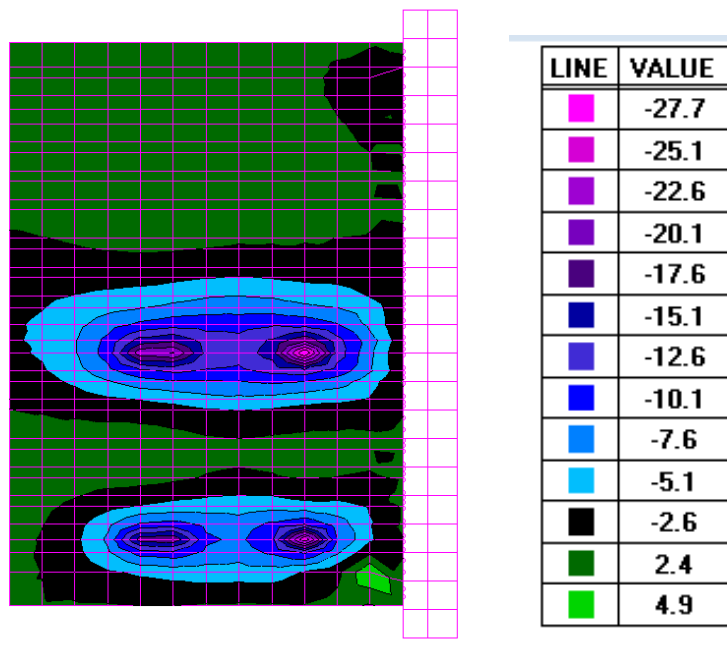
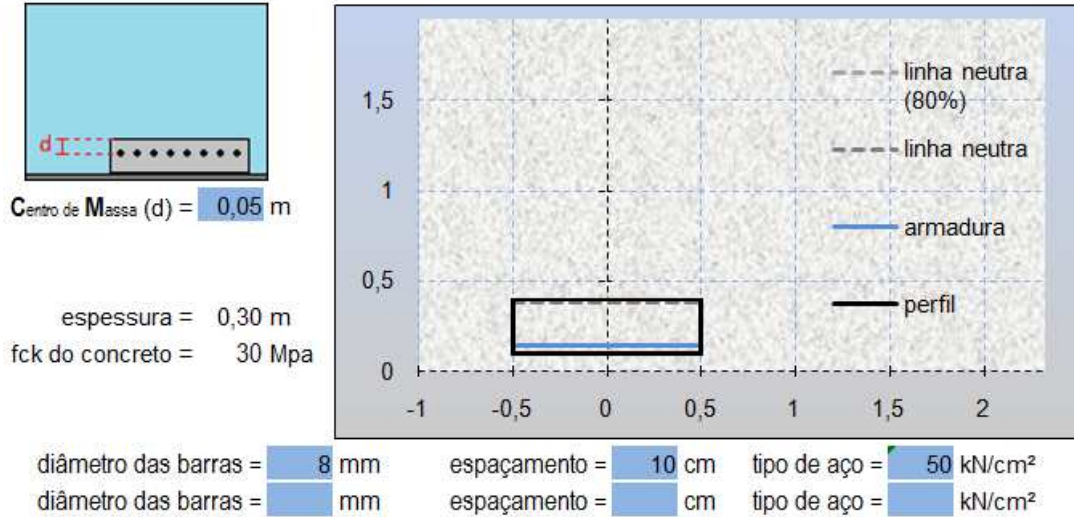


Figura 68 – tensão em Y Z+ = 4.9 tf.m





Armadura TRANSVERSAL da face SUPERIOR - tensão sobre a face tracionada = 4,9 kgf/cm<sup>2</sup>



#### CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 225000 cm<sup>4</sup>  
distância do CG até a face comprimida = 15 cm  
momento solicitante = 721,035 kN.cm = 0,74 t.m = 7,21035 kN.m

5,027 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 218,5 kN de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 1,5 cm  
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 218,5 kN  
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 53,33 kN.m  
momento último resistente M(u) = Mcwd = 53,3252756 kN.m ( 38,0894826 kN.m se dividido por 1,4 )

x23 = 6,48 cm / x34 = 15,7 cm    x = 1,5 cm    Domínio 2 ==> seção SUBarmada



**Armadura longitudinal inferior:**

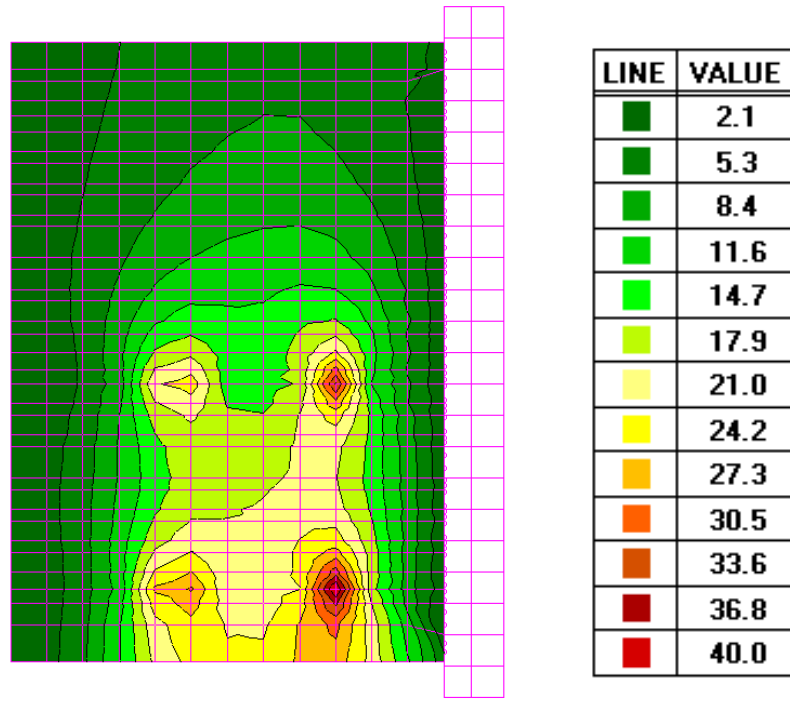
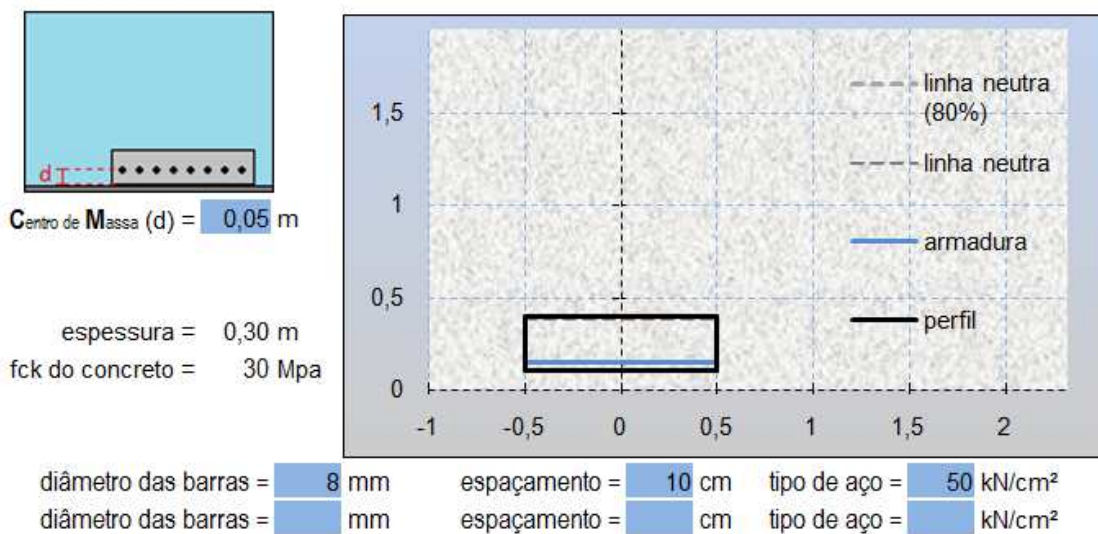


Figura 69 – tensão em XZ = 21 tf.m

Armadura LONGITUDINAL da face INFERIOR - tensão sobre a face tracionada = 21 kgf/cm<sup>2</sup>





### CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 225000 cm<sup>4</sup>  
distância do CG até a face comprimida = 15 cm  
momento solicitante = 3090,15 kN.cm = 3,15 t.m = 30,9015 kN.m

5,027 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 218,5 kN de resistência (Rsd)  
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 1,5 cm  
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 218,5 kN  
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 53,33 kN.m  
momento último resistente M(u) = Mcwd = 53,3252756 kN.m ( 38,0894826 kN.m se dividido por 1,4 )

x<sub>23</sub> = 6,48 cm / x<sub>34</sub> = 15,7 cm      x = 1,5 cm      Domínio 2 ==> seção SUBarmada

#### Armadura transversal inferior:

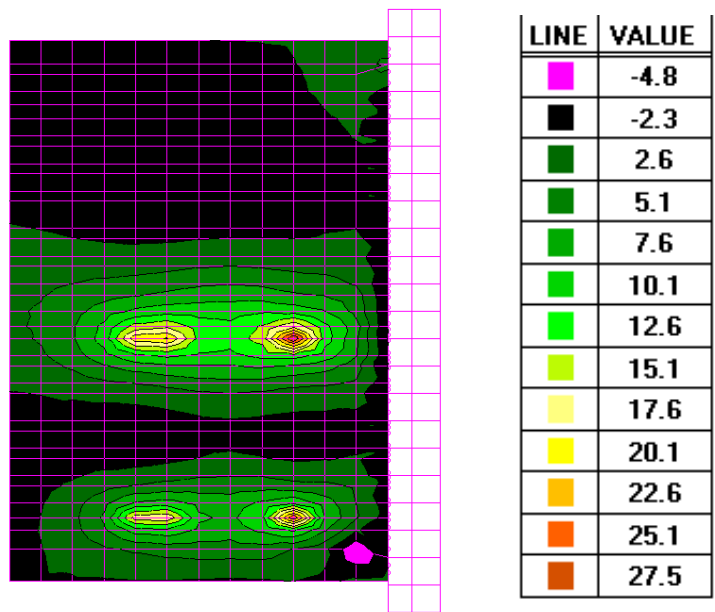
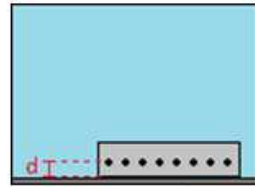


Figura 70 – tensão em YZ- = 10.1 tf.m



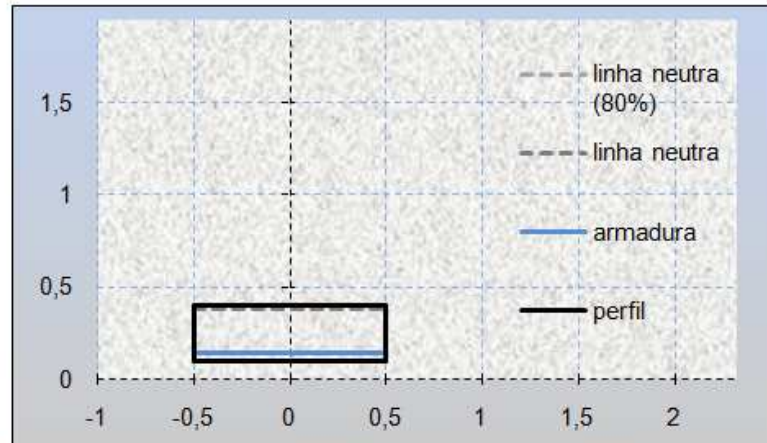
Armadura TRANSVERSAL da face INFERIOR - tensão sobre a face tracionada = 10,1 kgf/cm<sup>2</sup>



Centro de Massa (d) = 0,05 m

espessura = 0,30 m

fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 8 mm

espaçamento = 10 cm

tipo de aço = 50 kN/cm<sup>2</sup>

diâmetro das barras = mm

espaçamento = cm

tipo de aço = kN/cm<sup>2</sup>

#### CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 225000 cm<sup>4</sup>

distância do CG até a face comprimida = 15 cm

momento solicitante = 1486,215 kN.cm = 1,52 t.m = 14,86215 kN.m

5,027 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 218,5 kN de resistência (Rsd)

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 1,5 cm

resistência da área de concreto comprimida (Rc wd) = 218,5 kN

momento resistente da área de concreto (Mc wd) = 53,33 kN.m

momento último resistente M(u) = Mc wd = 53,3252756 kN.m ( 38,0894826 kN.m se dividido por 1,4 )

x<sub>23</sub> = 6,48 cm / x<sub>34</sub> = 15,7 cm

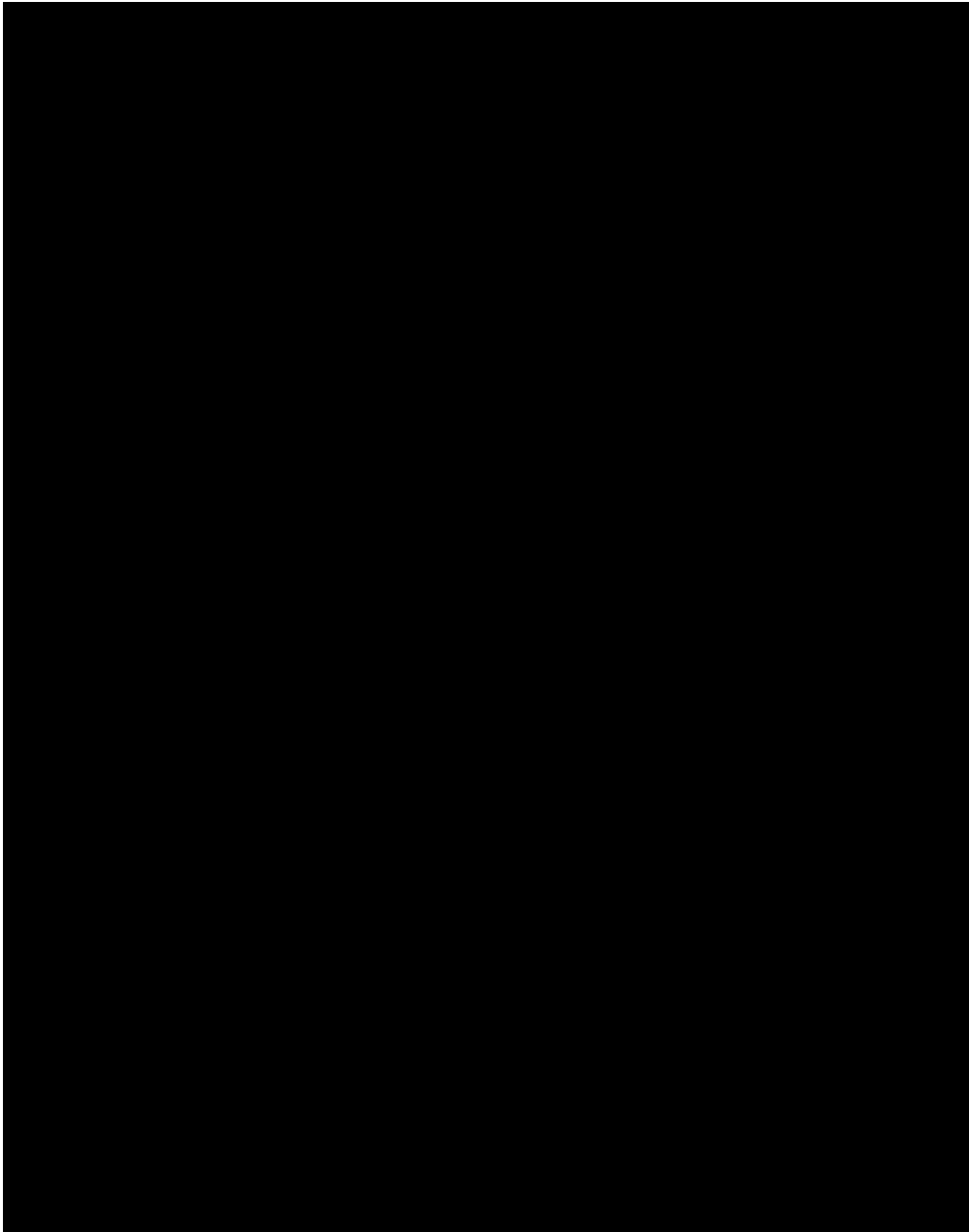
x = 1,5 cm

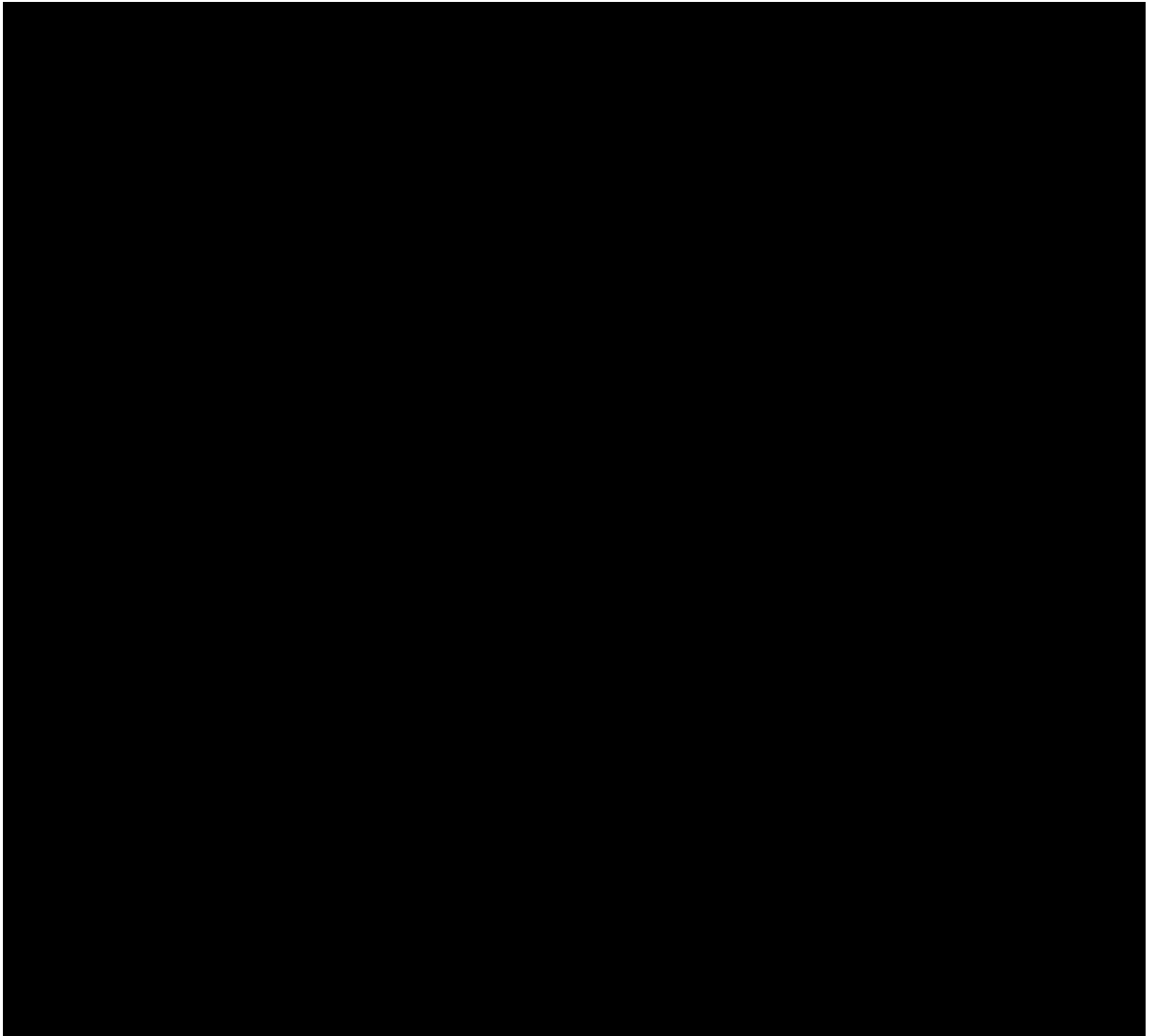
Domínio 2 ==> seção SUBarmada



#### **5.3.5.4. PAREDE LATERAL E SAPATA**

As paredes laterais foram dimensionadas como muros de flexão:







**BRAÇOS DE ALAVANCA:**

a) Parapeito:	$g_0 =$	0,15 m
b) Muro:	$x_m =$	0,15 m
	$g_m =$	0,15 m
c) Sapata:	$g_s =$	1 m
d) Solo sobre o talão da sapata:	$a =$	1,7 m
	$x_t =$	0,85 m
	$g_t =$	1,15 m
e) Empuxo:	$y' =$	1,97 m

**MOMENTOS FLETORES:**

Estabilizantes:

$G_0.g_0 =$	0,08 tf.m
$G_m.g_m =$	0,43 tf.m
$G_s.g_s =$	2 tf.m
$G_t.g_t =$	13,37 tf.m
$Me =$	15,88 tf.m

Instabilizantes:

$$M_i = -10,07 \text{ tf.m}$$

Momento total =

$$M = 5,81 \text{ tf.m}$$

ESTÁVEL

**COMPONENTES:**

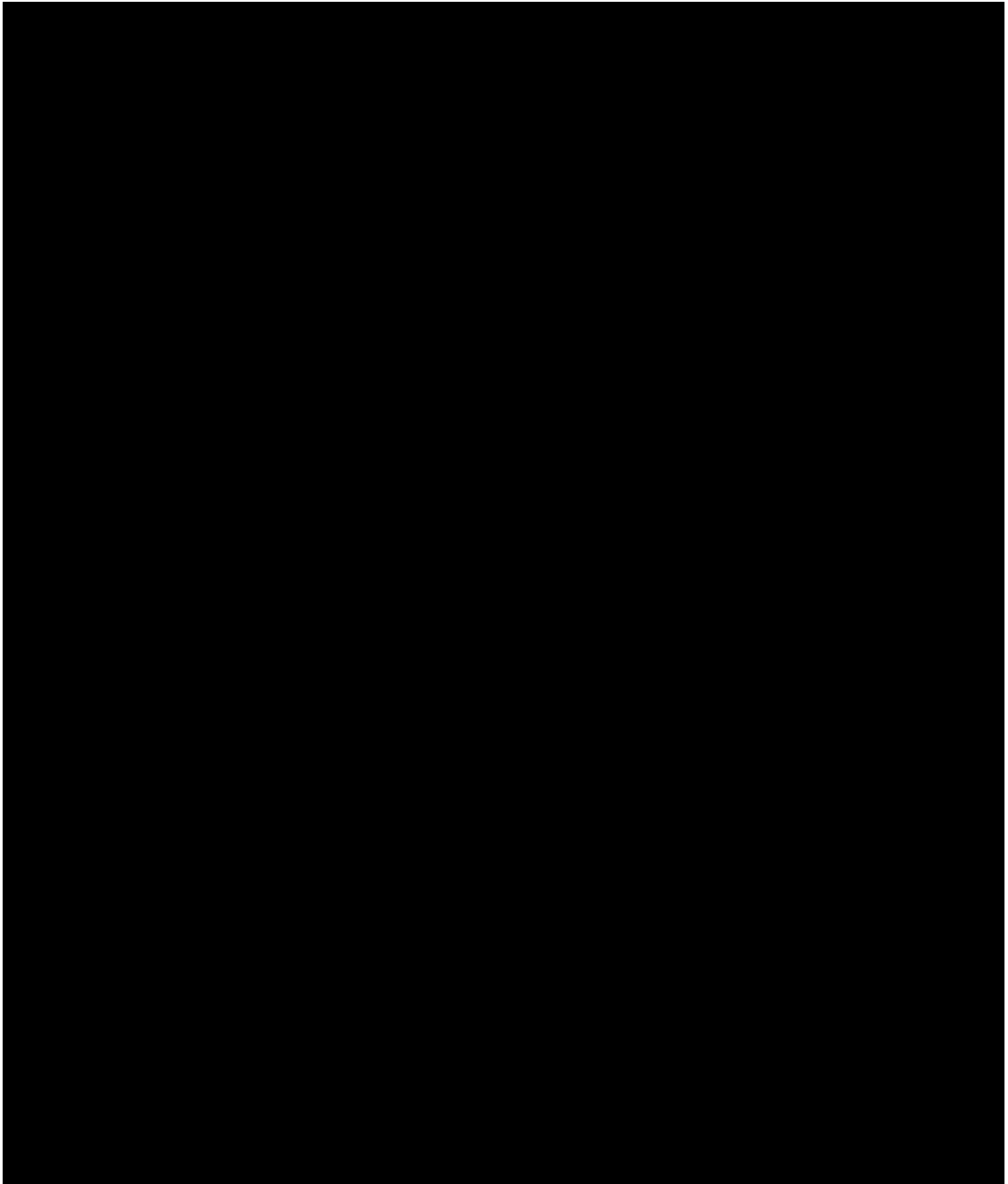
a) Componente normal:	$N =$	17,03 tf/m
b) Componente tangencial:	$T = E =$	5,1 tf/m

POSIÇÃO DO CENTRO DE PRESSÃO:

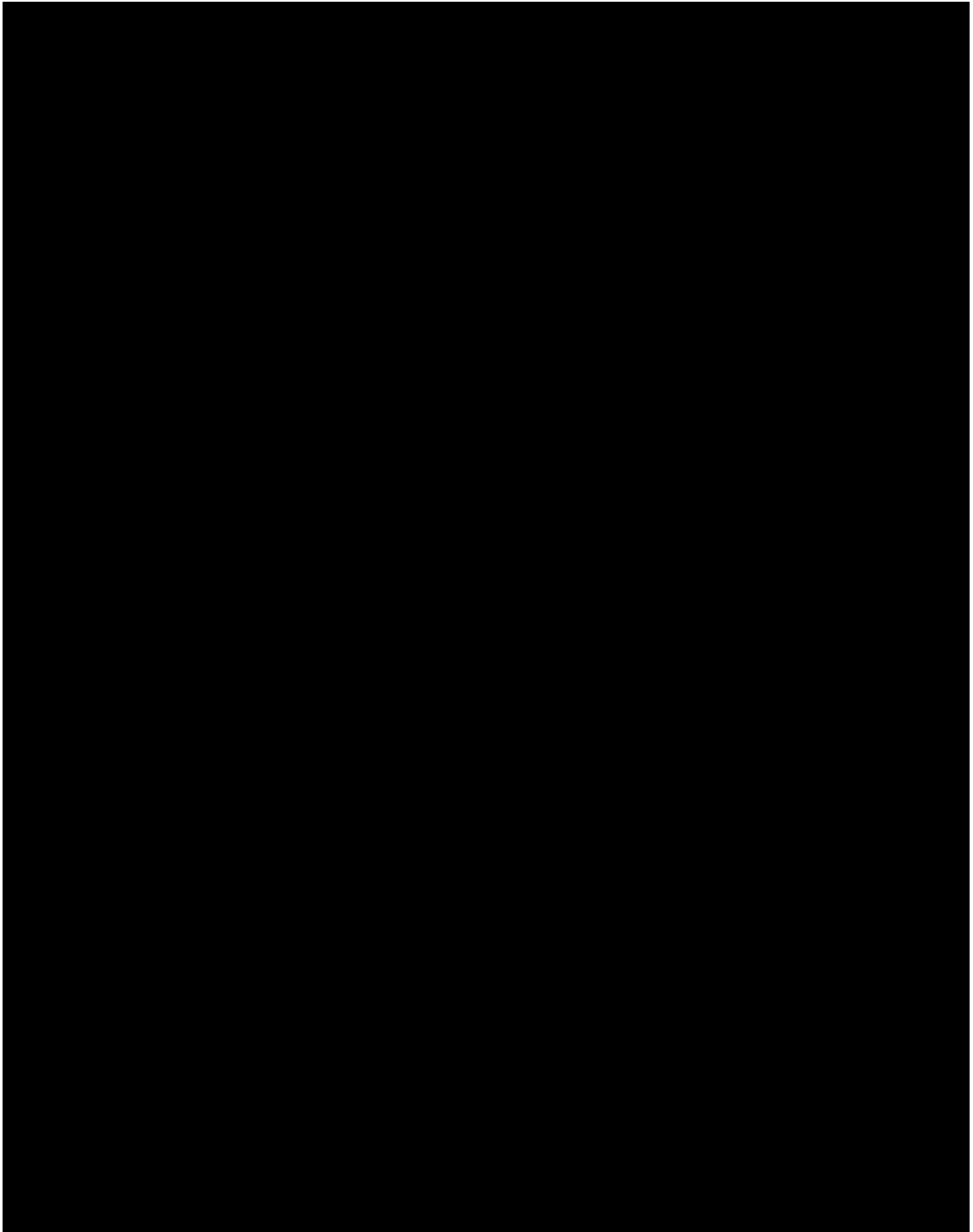
$$u = 0,34 \text{ m}$$

**EXCENTRICIDADE:**

$$e = 0,66 \text{ m}$$





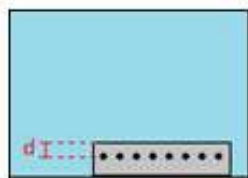




dimensionamento da armação à altura 0 m

**Armadura VERTICAL da face INTERNA**

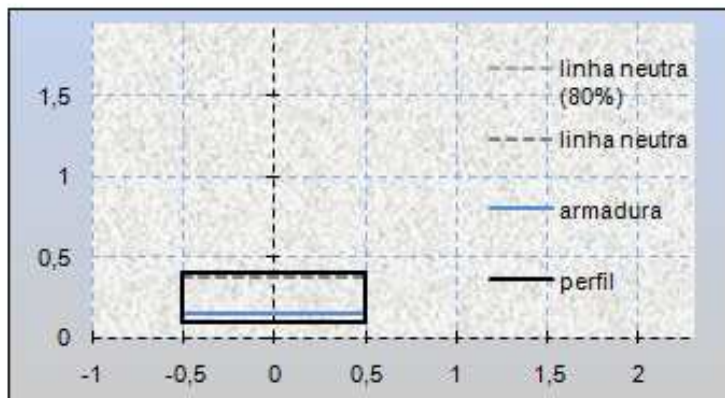
momento fletor: 5,87 tf.m



Centro de Massa (d) = 0,05 m

espessura = 0,30 m

fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 10 mm

espaçamento = 10 cm

tipo de aço = 50 kN/cm<sup>2</sup>

diâmetro das barras = mm

espaçamento = cm

tipo de aço = 50 kN/cm<sup>2</sup>

momento de inércia da seção = 225000 cm<sup>4</sup>

distância do CG até a face comprimida = 15 cm

momento solicitante = 5762,05065 kN.cm = 5,87 t.m = 57,620507 kN.m

7,854 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 341,5 kN de resistência (Rsd) (área mínima: 4,5 cm<sup>2</sup>)

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,34 cm

resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 341,5 kN

momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 82,17 kN.m

momento último resistente M(u) = Mcwd = 82,168393 kN.m ( 58,691709 kN.m se dividido por 1,4 )

**Armadura de DISTRIBUIÇÃO (HORIZONTAL da face INTERNA e EM MALHA da face EXTERNA)**

A = 1/5 As → As 7,85 cm<sup>2</sup> (armadura VERTICAL da face INTERNA) A = 1,57 cm<sup>2</sup>  
barras de diâmetro 8 mm com espaçamento de 10 cm → 5,03 cm<sup>2</sup>

**Armadura TRANSVERSAL para esforço cortante**

cortante de projeto (V): 50 kN , largura da alma : 1 m , Vco : 261 kN  
diâmetro dos ramos : 10 mm ramos por espaçamento : 2 Vrd2 : 1527 kN

Vco > V : o concreto resiste integralmente ao esforço

armadura calculada : 0 cm<sup>2</sup>/m espaçamento calculado : 0 cm

armadura empregada : 0 cm<sup>2</sup>/m espaçamento empregado : 0 cm

nenhum ramo é necessário



dimensionamento da armação "r"

**Armadura VERTICAL da face INTERNA**

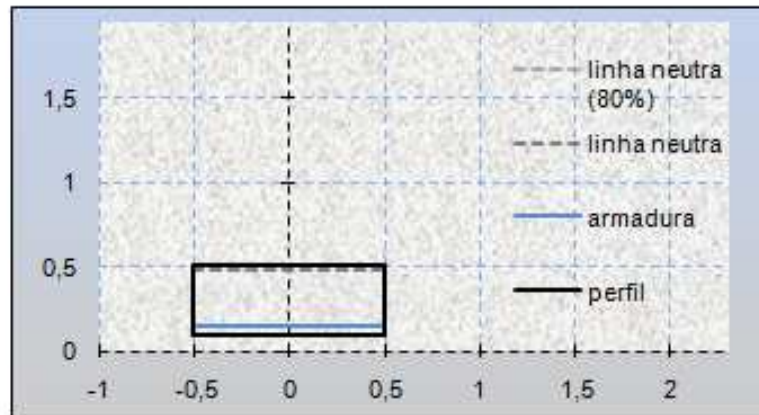
momento fletor : 0,22 tf.m



Centro de Massa (d) = 0,05 m

espessura = 0,40 m

fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 10 mm

espaçamento = 10 cm

tipo de aço = 50 kN/cm<sup>2</sup>

diâmetro das barras = mm

espaçamento = cm

tipo de aço = kN/cm<sup>2</sup>

momento de inércia da seção = 533333,3333 cm<sup>4</sup>

distância do CG até a face comprimida = 20 cm

momento solicitante = 214,4435208 kN.cm = 0,22 t.m = 2,1444352 kN.m

7,854 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 341,5 kN de resistência (Rsd) (área mínima : 6 cm<sup>2</sup>)

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,34 cm

resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 341,5 kN

momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 116,3 kN.m

momento último resistente M(u) = Mcwd = 116,31614 kN.m ( 83,082957 kN.m se dividido por 1,4 )

**Armadura de DISTRIBUIÇÃO (HORIZONTAL da face INTERNA e EM MALHA da face EXTERNA)**

A = 1/5 As --> As 7,85 cm<sup>2</sup> (armadura VERTICAL da face INTERNA) A = 1,57 cm<sup>2</sup>

barras de diâmetro 6,3 mm com espaçamento de 10 cm --> 3,12 cm<sup>2</sup>

**Armadura TRANSVERSAL para esforço cortante**

cortante de projeto (V): 15 kN ; largura da alma : 1 m ; Vco : 348 kN

diâmetro dos ramos : 10 mm ramos por espaçamento : 2 Vrd2 : 2037 kN

Vco > V : o concreto resiste integralmente ao esforço

armadura calculada : 0 cm<sup>2</sup>/m espaçamento calculado : 0 cm

armadura empregada : 0 cm<sup>2</sup>/m espaçamento empregado : 0 cm

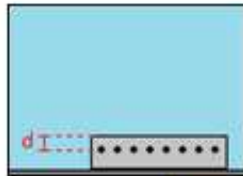
nenhum ramo é necessário



dimensionamento da armação "t"

**Armadura VERTICAL da face INTERNA**

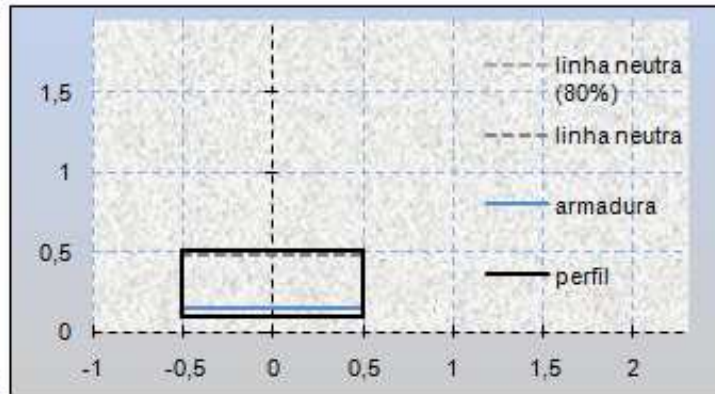
momento fletor : 3,92 tf.m



Centro de Massa (d) = 0,05 m

espessura = 0,40 m

fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 10 mm

espaçamento = 10 cm

tipo de aço = 50 kN/cm<sup>2</sup>

diâmetro das barras = mm

espaçamento = cm

tipo de aço = kN/cm<sup>2</sup>

momento de inércia da seção = 533333,3333 cm<sup>4</sup>

distância do CG até a face comprimida = 20 cm

momento solicitante = 3841,3671 kN.cm = 3,92 t.m = 38,413671 kN.m

7,854 cm<sup>2</sup> de aço nas barras = 341,5 kN de resistência (Rsd) (área mínima : 6 cm<sup>2</sup>)

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,34 cm

resistência da área de concreto comprimida (Rc wd) = 341,5 kN

momento resistente da área de concreto (Mc wd) = 116,3 kN.m

momento último resistente M(u) = Mc wd = 116,31614 kN.m ( 83,082957 kN.m se dividido por 1,4 )

**Armadura de DISTRIBUIÇÃO (HORIZONTAL da face INTERNA e EM MALHA da face EXTERNA)**

A = 1/5 As --> As 7,85 cm<sup>2</sup> (armadura VERTICAL da face INTERNA) A = 1,57 cm<sup>2</sup>

barras de diâmetro 6,3 mm com espaçamento de 10 cm --> 3,12 cm<sup>2</sup>

**Armadura TRANSVERSAL para esforço cortante**

cortante de projeto (V): 177 kN , largura da alma : 1 m , Vco : 348 kN

diâmetro dos ramos : 10 mm ramos por espaçamento : 2 Vrd2 : 2037 kN

Vco > V : o concreto resiste integralmente ao esforço

armadura calculada : 0 cm<sup>2</sup>/m espaçamento calculado : 0 cm

armadura empregada : 0 cm<sup>2</sup>/m espaçamento empregado : 0 cm

nenhum ramo é necessário



ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL  
PREFEITURA MUNICIPAL  
**DE RIOZINHO**

