

## **MEMORIAL DE CÁLCULO**

**CÁLCULO DAS LONGARINAS E DAS LAJES DE UMA PONTE SOBRE  
CÓRREGOS DE INTERIOR, BI APOIADA, COM VÃO DE 5,50 METROS, EM  
CONCRETO ARMADO, PRÉ MOLDADO, COM SEÇÃO TRANSVERSAL COM  
TRÊS VIGAS PRINCIPAIS**

**CLIENTE:** PREFEITURA MUNICIPAL DE SAUDADES

**ENGENHEIROS RESPONSÁVEIS:** JANAINA SEHNEM

JEFFERSON GRASEL

SAUDADES – SC, 26 DE ABRIL DE 2018

## **1 CONSIDERAÇÕES GERAIS**

O projeto de obra de arte especial foi elaborado atendendo as demandas técnicas atuais, quanto aos critérios de segurança estrutural, utilização e durabilidade prescritos pelas normas NBR 6118/2014, NBR 6123/1988, NBR 7187/2003, NBR 7188/2013, NBR 7480/2007, e NBR 8681/2003 e demais normas pertinentes, além das prescrições técnicas específicas e constantes nas normas e manuais publicados pelo DNIT. A carga móvel adotada corresponde às especificações para a classe 24 tf, conforme a NBR 7188/2013.

## **2 DESCRIÇÃO DA OBRA**

Trata-se de uma ponte do tipo vão único, apoiada em suas extremidades em cortinas de concreto armado (não contempladas no escopo deste projeto e memorial). A ponte terá vão livre de 550 cm. O tabuleiro terá largura total de 510 cm, sendo 480 cm de largura útil como plataforma de rolamento de veículos além de guarda rodas das duas extremidades com largura de 15 cm cada. O tabuleiro terá declividade longitudinal máxima de 8% e declividade transversal, do centro para as bordas, de 2%.

A solução estrutural apresentada consiste em tabuleiro tipo grelha de concreto protendido. Serão utilizadas três vigas longarinas pré-fabricadas isostáticas, protendidas através de cabos pré-tracionados. A laje de tabuleiro será executada utilizando-se painéis de pré-lajes pré-moldados, capazes de suportar o complemento da laje, moldado no local.

## **3 ANÁLISE ESTRUTURAL**

Por se tratar de uma ponte pequena e de baixa complexidade estrutural, optou-se por analisar a estrutura através de modelos bi-direcionais no software ftool.

## **4 MEMORIAL DE CÁLCULO**

### **4.1 Elementos básicos**

Extensão Ponte = 5,50 m

Largura = 5,10 m

## 4.2 Requisitos quanto à durabilidade

Classe de Agressividade Ambiental = CAA II

Classe de concreto para elemento de concreto armado  $\geq 25$  MPa

Classe de concreto para elemento de concreto protendido  $\geq 30$  MPa

Relação água/cimento em massa para concreto armado  $\leq 0,60$

Relação água/cimento em massa para concreto protendido  $\leq 0,55$

Cobrimento armadura passiva em lajes  $\geq 25$  mm

Cobrimento armadura passiva em vigas  $\geq 25$  mm (redução de 5mm - concreto C40)

Cobrimento armadura ativa em vigas  $\geq 35$  mm

## 4.3 Materiais

### 4.3.1 Concreto

Concreto das longarinas  $f_{ck} = 40$ MPa

Concreto placas de tabuleiro  $f_{ck} = 30$  MPa

Concreto laje de tabuleiro moldada “in-loco”  $f_{ck} = 30$  MPa

Características Classes de concreto								
$f_{ck}$ (MPa)	$\gamma_c$	$f_{cd}$ (MPa)	$f_{ct,m}$ (MPa)	$f_{ctk,inf}$ (MPa)	$f_{ctk,sup}$ (MPa)	$E_{ci}$ (MPa)	$E_{cs}$ (MPa)	Peso (kN/m <sup>3</sup> )
40	1,4	28,571	3,509	2,456	3,193	42501	38251	25
30	1,4	21,429	2,896	2,028	2,636	36807	32206	25

### 4.3.2 Aço

#### Armadura passiva CA-50

$f_{yk} = 500$  MPa

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = 434,78$  MPa

$E_s = 210.000$  MPa

Peso = 78,5 kN/m<sup>3</sup>

## Armadura ativa CP-190RB

$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$

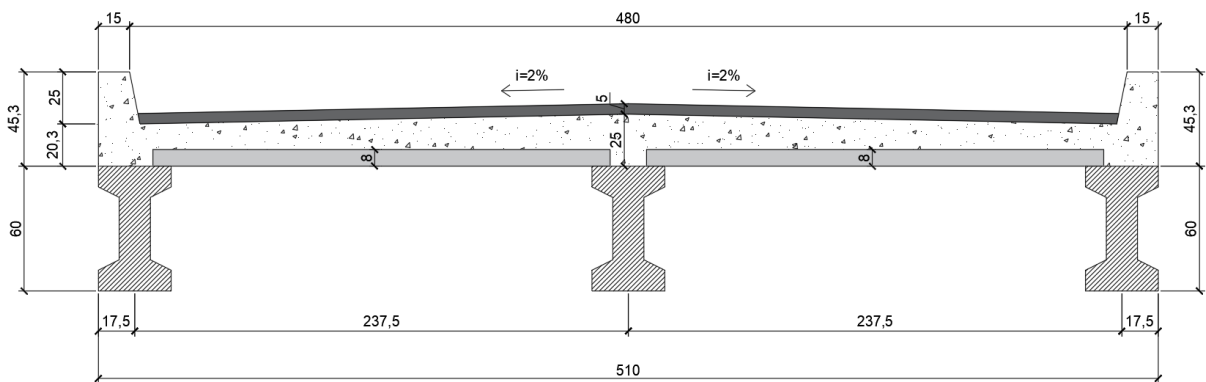
$f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$

$E_s = 190.000 \text{ MPa}$

Peso =  $78,5 \text{ kN/m}^3$

### 4.4 Seção Transversal Típica

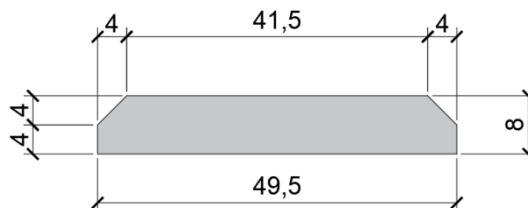
A ponte apresenta seção transversal conforme figura abaixo:



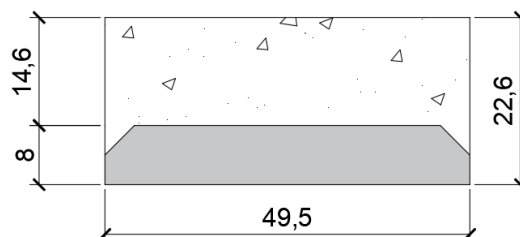
### 4.5 Propriedades das seções estruturais principais

#### 4.5.1 Placas de tabuleiro

a) Seção pré-fabricada:



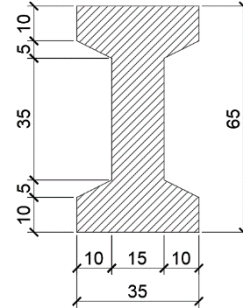
b) Seção composta (considerando-se a altura média da capa de concreto):



#### 4.5.2 Vigas Longarinas

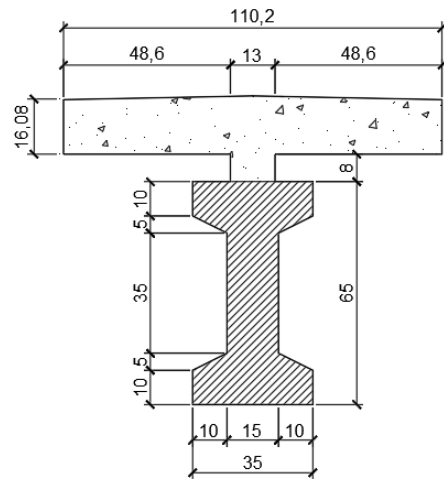
##### a) Seção pré-fabricada:

Área: 1475.0 cm<sup>2</sup>  
 Perímetro: 224.7214 cm  
 Centróide: X: 0.0  
 Y: 32.50  
 Momento de inércia: X: 692656.25 cm<sup>4</sup>  
 Y: 96406.25 cm<sup>4</sup>



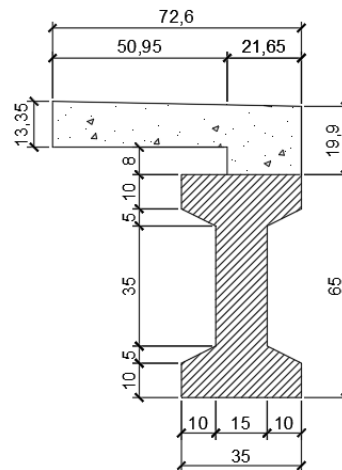
##### b) Seção composta viga central:

Área: 3391.6798 cm<sup>2</sup>  
 Perímetro: 466.9394 cm  
 Centróide: X: 0.000  
 Y: 59.6616  
 Momentos de inércia: X: 2674489.9691 cm<sup>4</sup>  
 Y: 1901584.3941 cm<sup>4</sup>



##### c) Seção composta vigas laterais:

Área: 2564.8476 cm<sup>2</sup>  
 Perímetro: 367.8879 cm  
 Centróide: X: 48.5832  
 Y: 51.6977  
 Momentos de inércia: X: 2000694.4975 cm<sup>4</sup>  
 Y: 752541.3525 cm<sup>4</sup>



## **4.5 Modelo de Cálculo**

### **4.5.1 Modelagem adotada**

Por se tratar de uma estrutura isostática simples, de baixa complexidade, para obtenção dos esforços finais nos elementos estruturais foram elaborados modelos estruturais bidirecionais através do software Ftool. Inicialmente analisou-se a estrutura transversalmente (lajes de tabuleiro) e posteriormente analisou-se a estrutura longitudinalmente (vigas longarinas).

## **4.6 Carregamentos**

### **a) Peso Próprio**

Placas de tabuleiro ( $e = 8\text{cm}$ ) =  $0,08\text{ m} * 25\text{ kN/m}^3 = 2\text{ kN/m}^2$

Vigas Longarinas =  $0,1475\text{ m}^2 * 25\text{ kN/m}^3 = 3,69\text{ kN/m}$

### **b) Cargas permanentes adicionais**

Laje de tabuleiro “in-loco” (próxima às bordas) =  $0,123\text{m} * 25\text{ kN/m}^3 = 3,075\text{ kN/m}^2$

Laje de tabuleiro “in-loco” (sobre a viga central) =  $0,170\text{m} * 25\text{ kN/m}^3 = 4,25\text{ kN/m}^2$

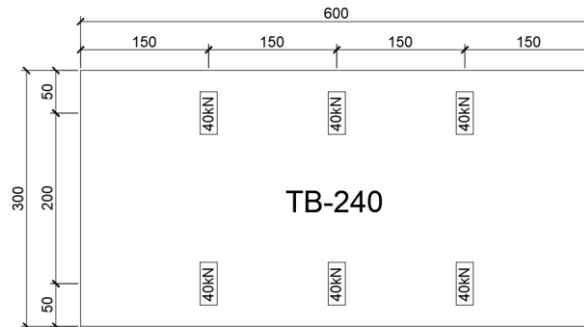
Asfalto ( $e = 5\text{cm}$ ) =  $0,05\text{m} * 24\text{ kN/m}^3 = 1,2\text{ kN/m}^2$

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

Guarda rodas sobre vigas externas =  $0,04415\text{m}^2 * 25\text{ kN/m}^3 = 1,10\text{ kN/m}$

### **c) Cargas móveis (TB 24 – NBR 7188/2013)**

Foi considerado um trem tipo TB 24, onde o veículo tipo de dimensões  $3,0\text{m} \times 6,0\text{m}$ , possui peso total de 24 tf, distribuído igualmente sobre 6 rodas, conforme esquema abaixo. A carga externa à área de projeção do veículo tipo é de  $4\text{ kN/m}^2$ .



**d) Coeficiente de impacto vertical**

CIV = 1,35 (para estruturas com vão menor que 10,0 m)

**e) Coeficiente de número de faixas**

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

$$CNF = 1,0$$

Onde n = número de faixas

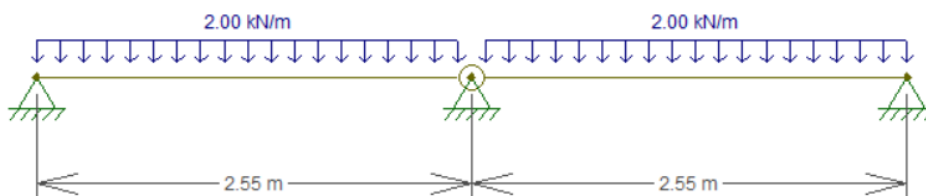
**f) Coeficiente de impacto adicional**

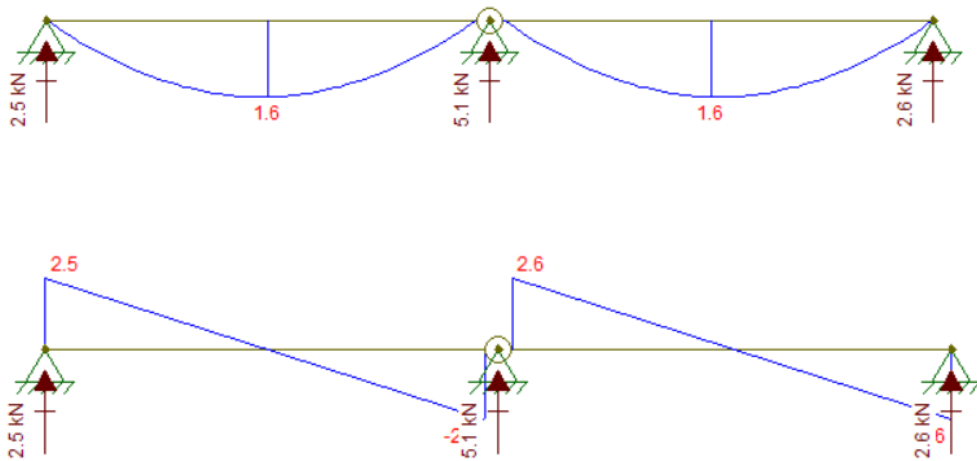
$$CIA = 1,25$$

**4.7 Envoltórias de Esforços solicitantes**

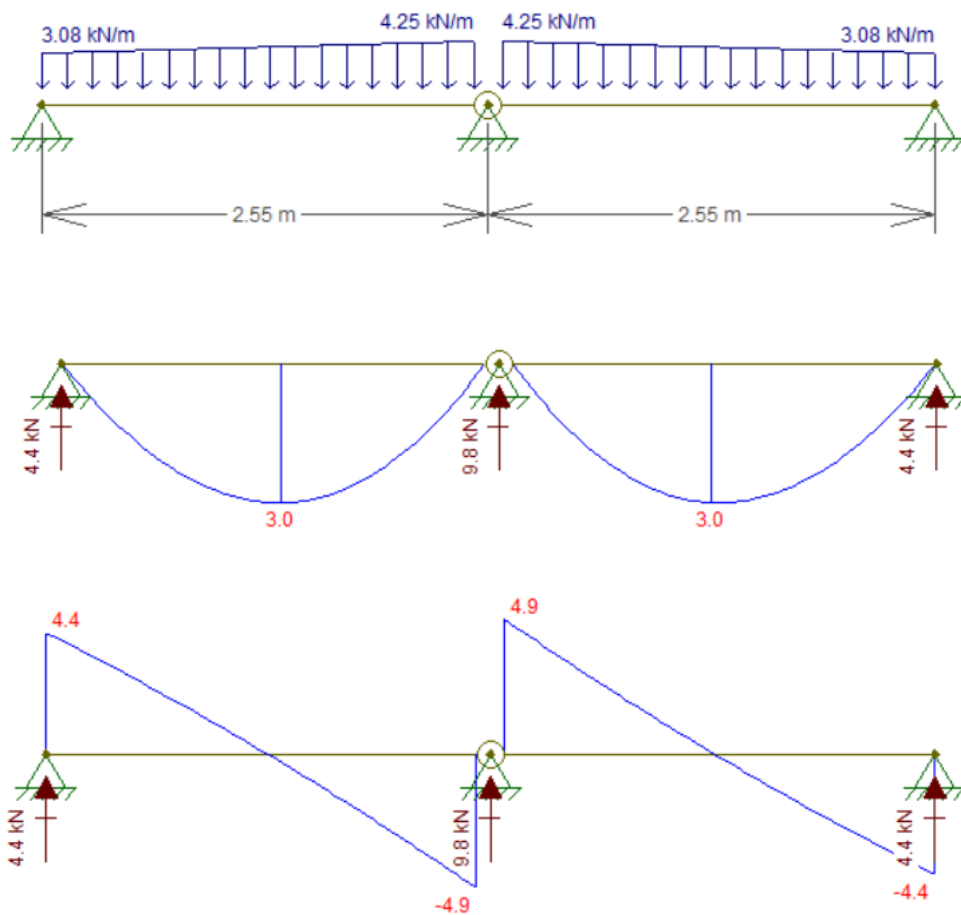
**4.7.1 Placas de tabuleiro**

**a) Peso próprio (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):**



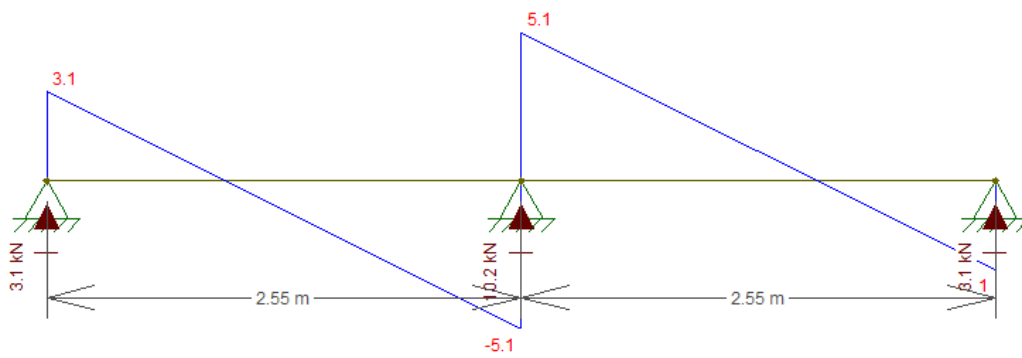
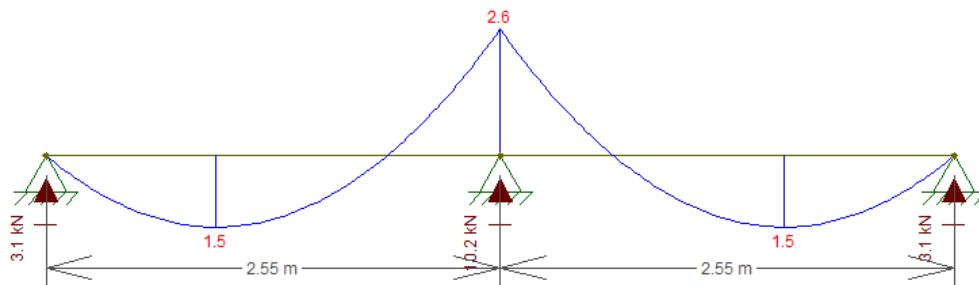
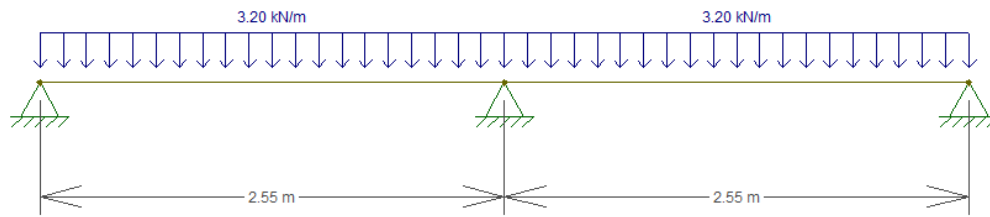


**b) Laje “In-loco” (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):**

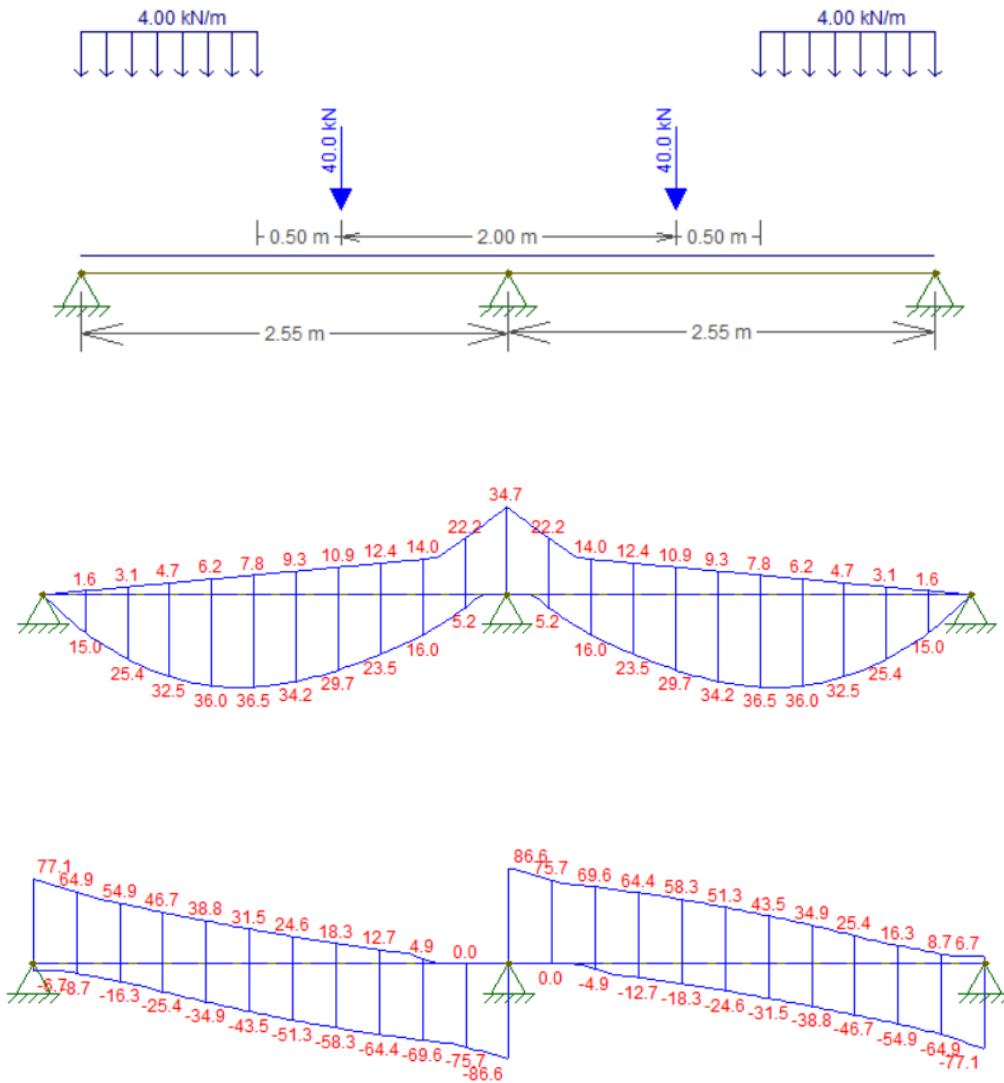


**c) Asfalto + reapecamento (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):**





**d) Trem-tipo transversal (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):**

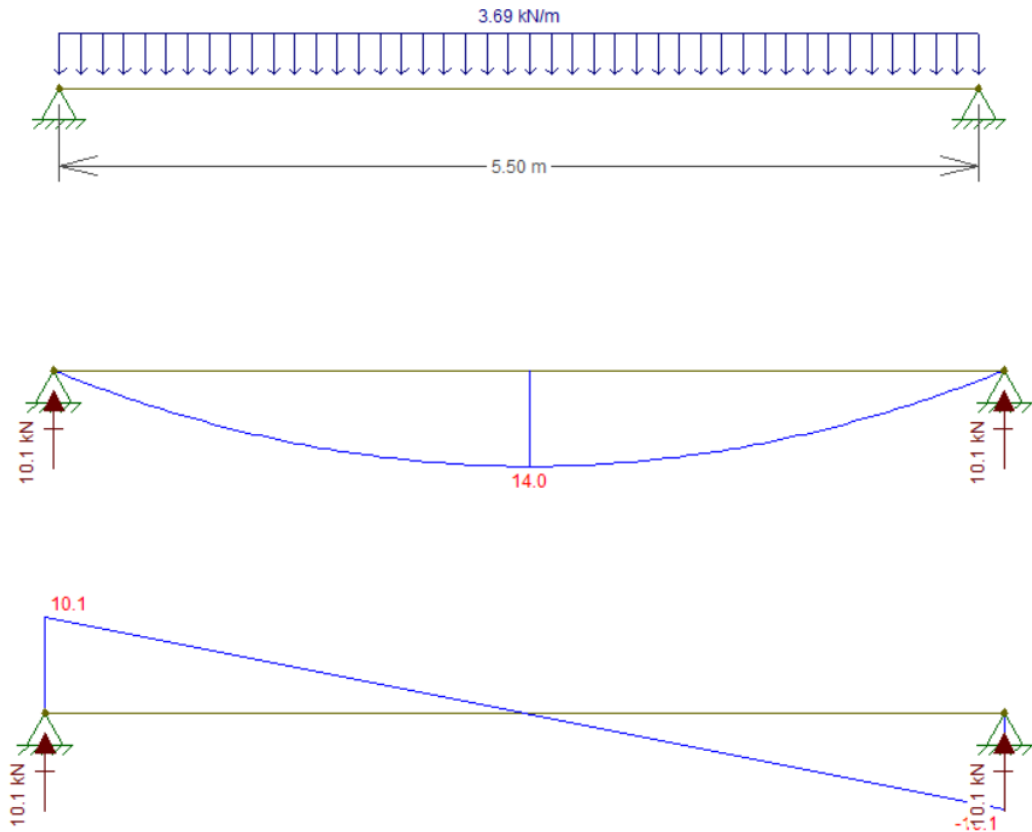


**OBS: Nos diagramas do trem tipo já estão considerados os coeficiente de impacto, de número de faixas e**

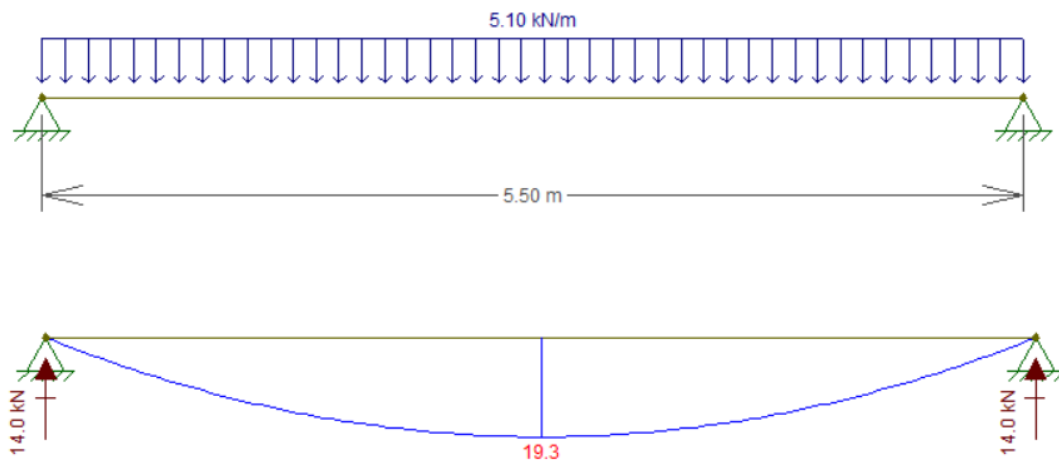
#### 4.7.2 Vigas Longarinas

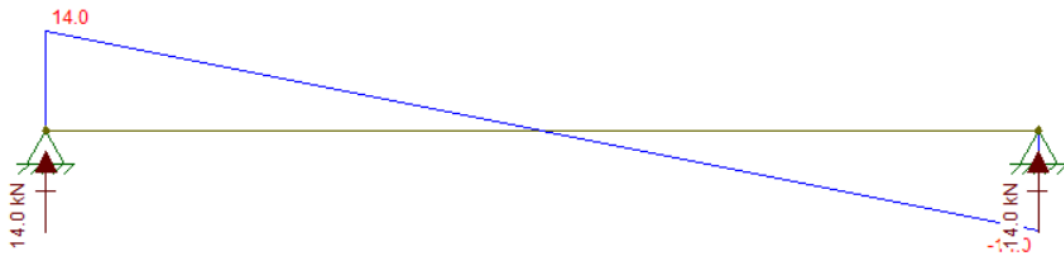
##### 4.7.2.1 Viga interna

**a) Peso próprio (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):**

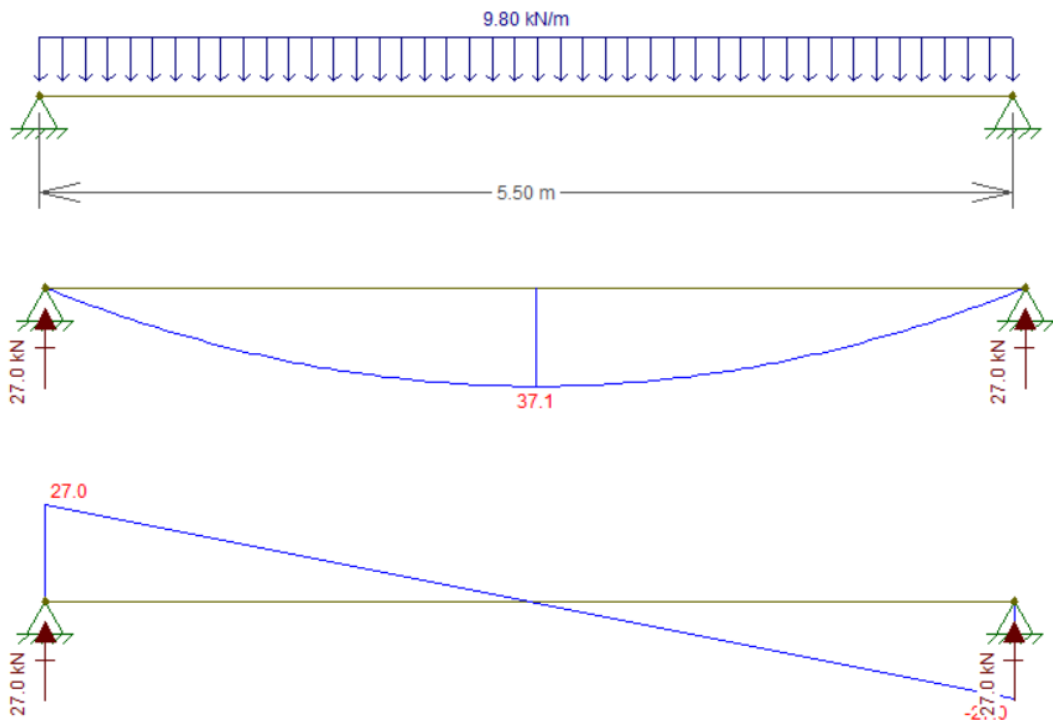


b) Placas de tabuleiro (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

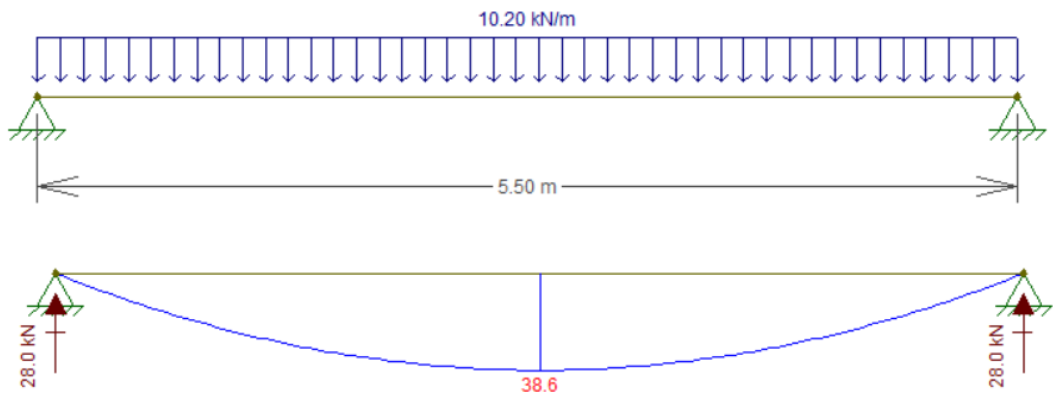


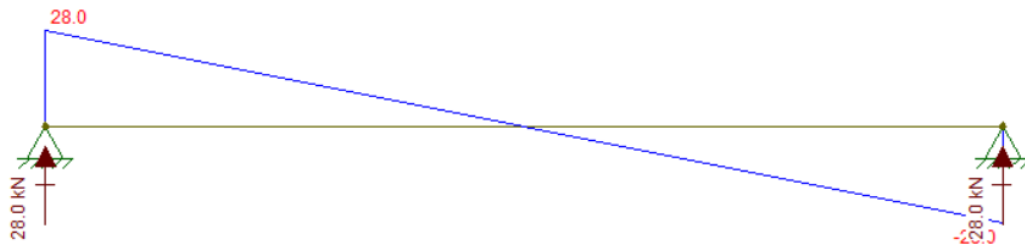


c) Laje “in-loco” (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

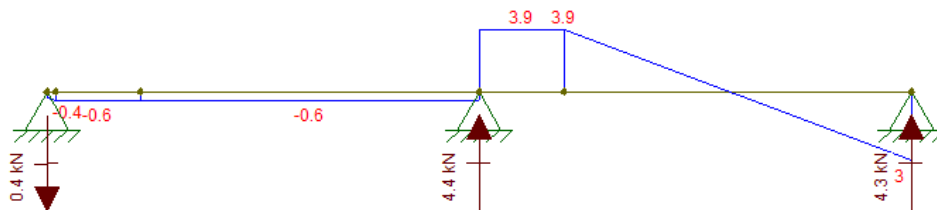
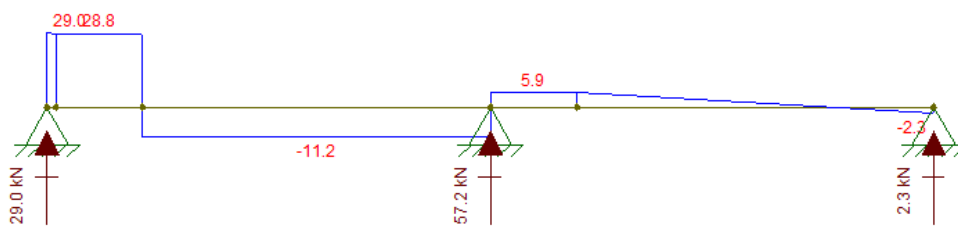
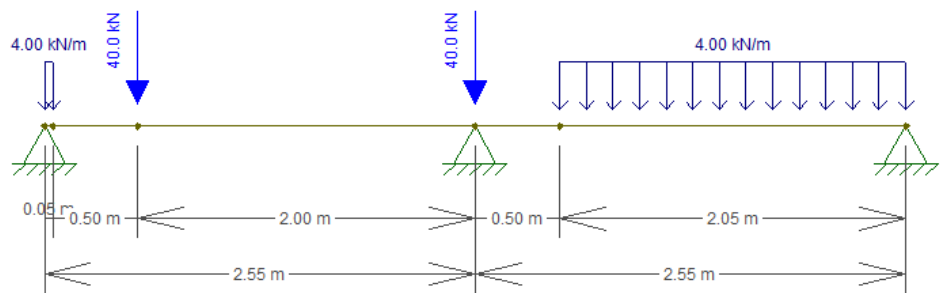


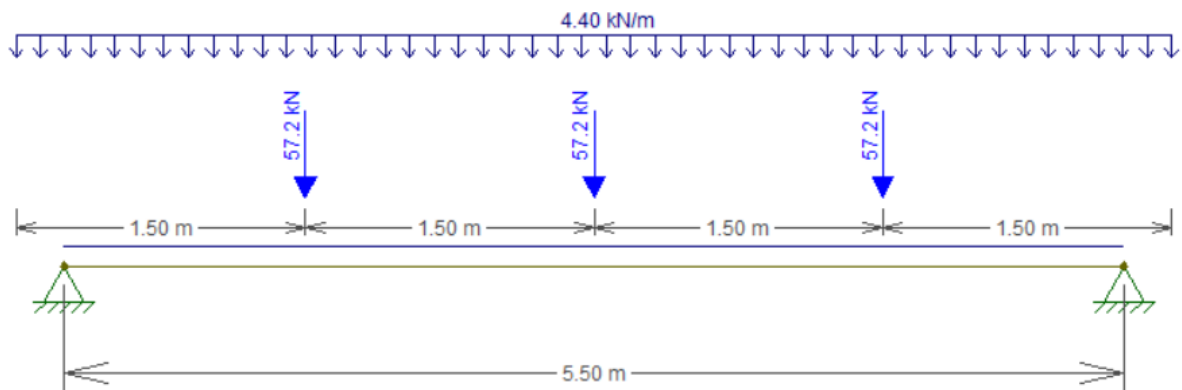
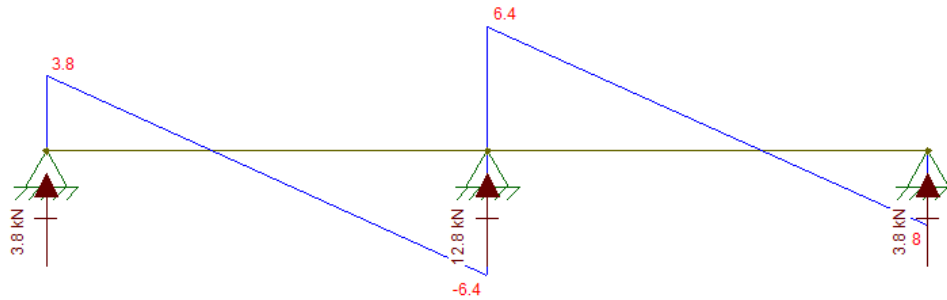
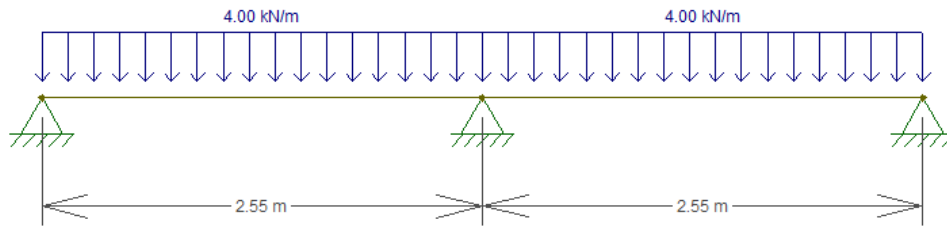
d) Asfalto + recapeamento (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

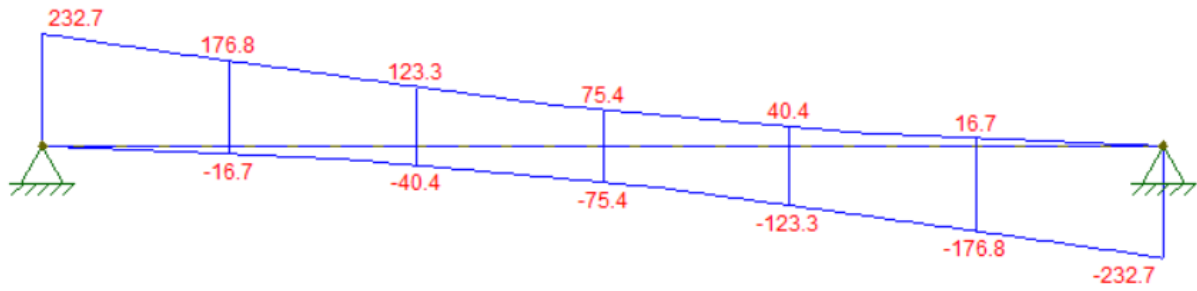




e) Trem-tipo (trem-tipo para carregamento máximo na viga / diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

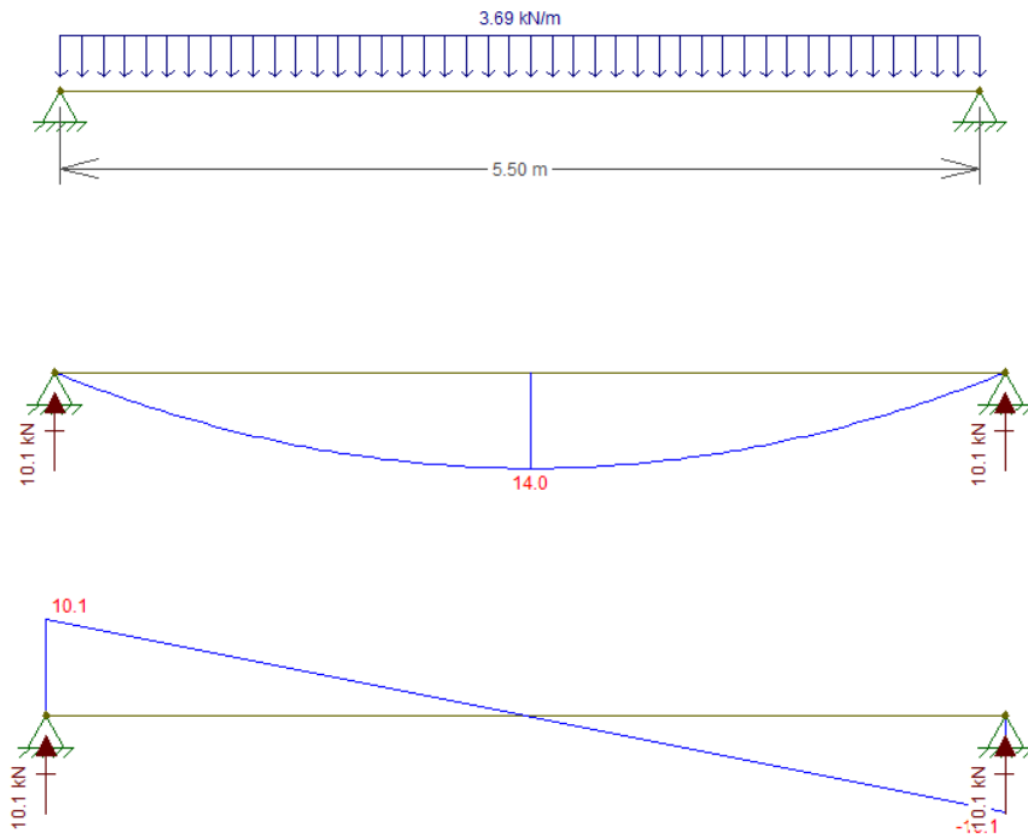




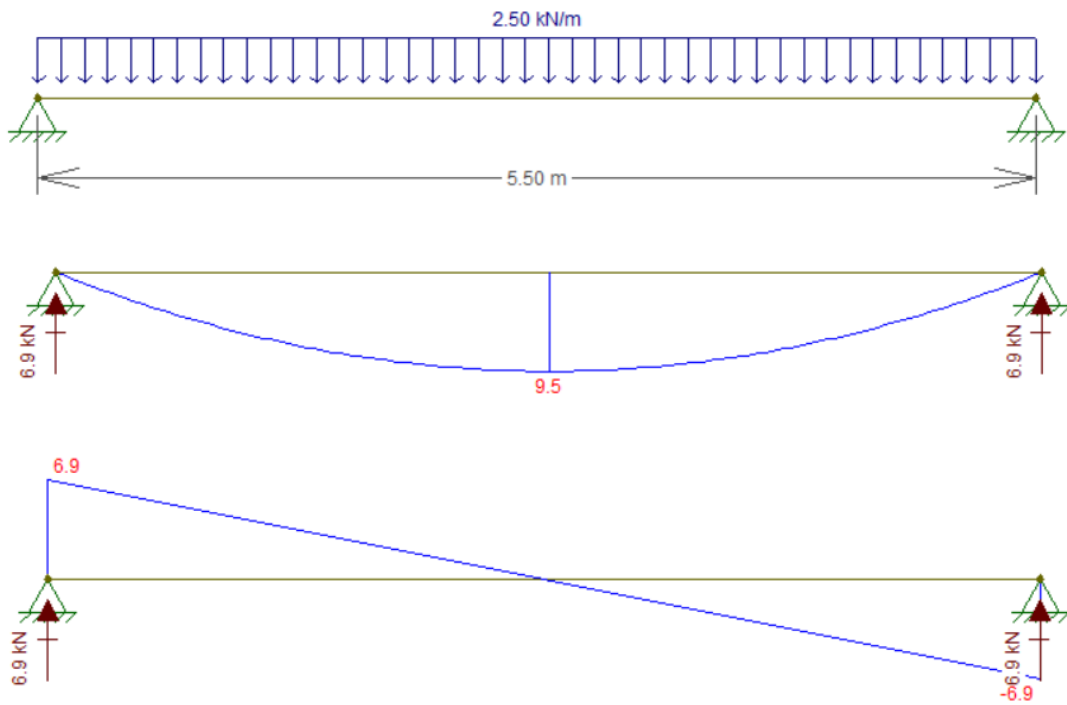


#### 4.7.2.2 Vigas externas

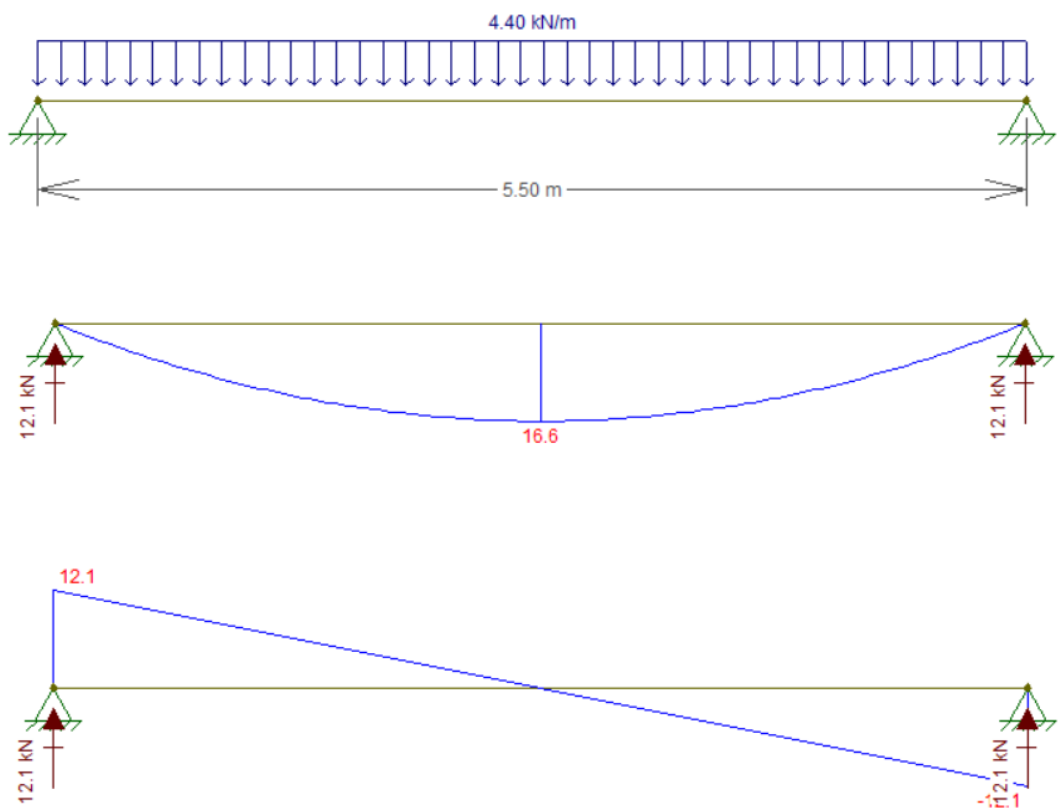
a) **Peso próprio (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):**



b) **Placas de tabuleiro (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):**

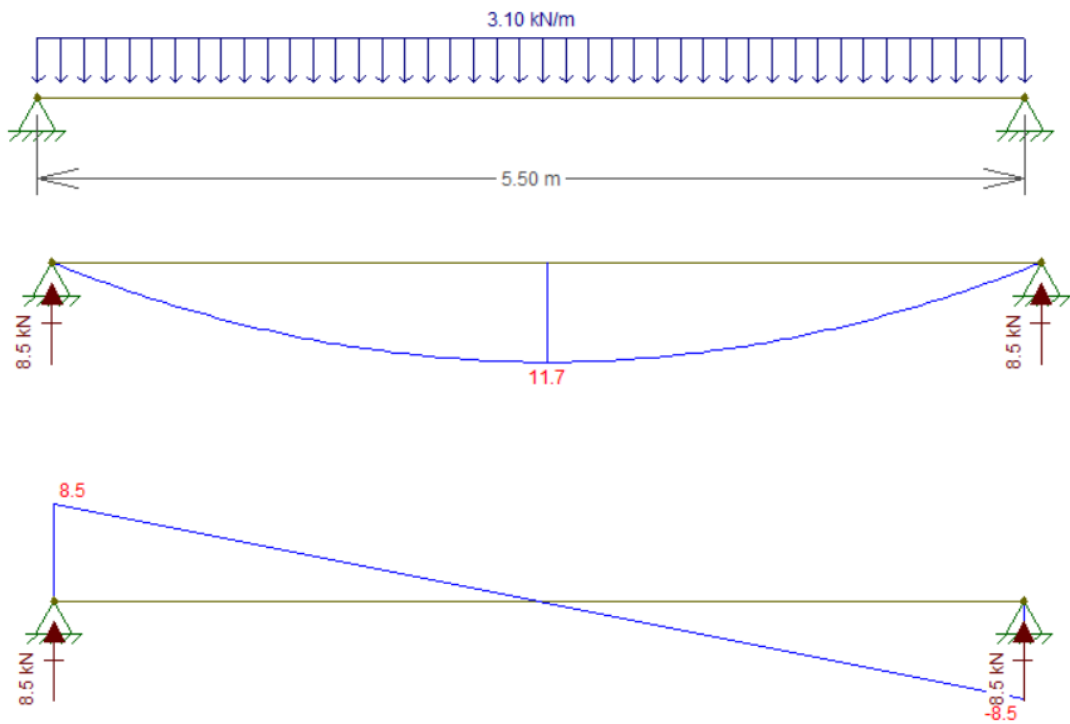


c) Laje “in-loco” (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

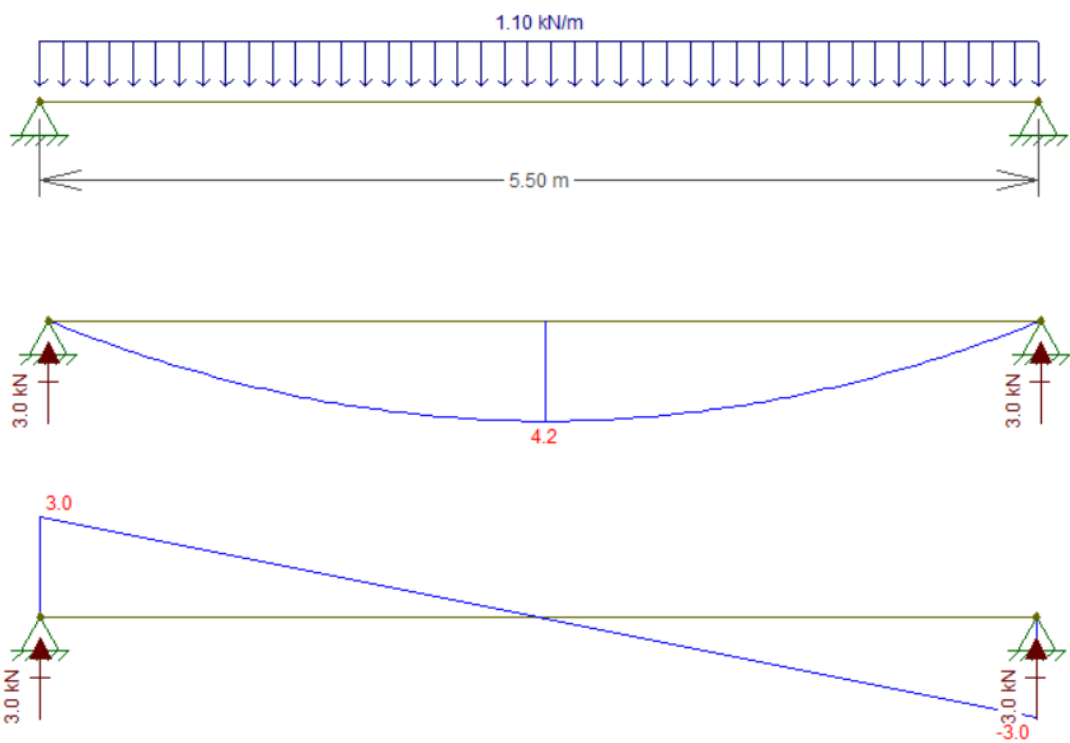


d) Asfalto + recapeamento (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

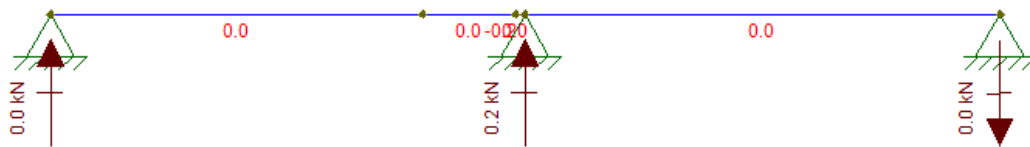
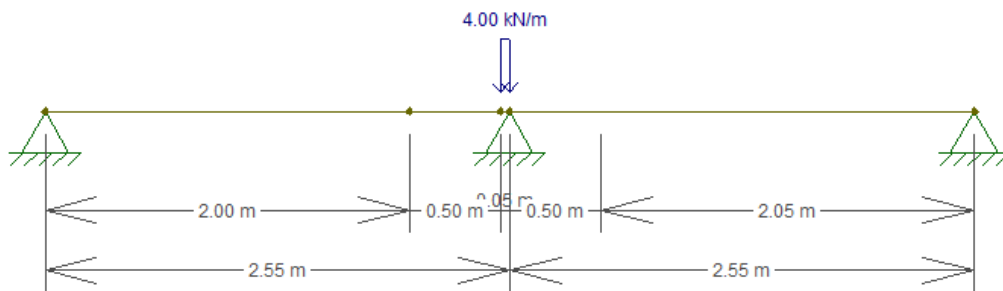
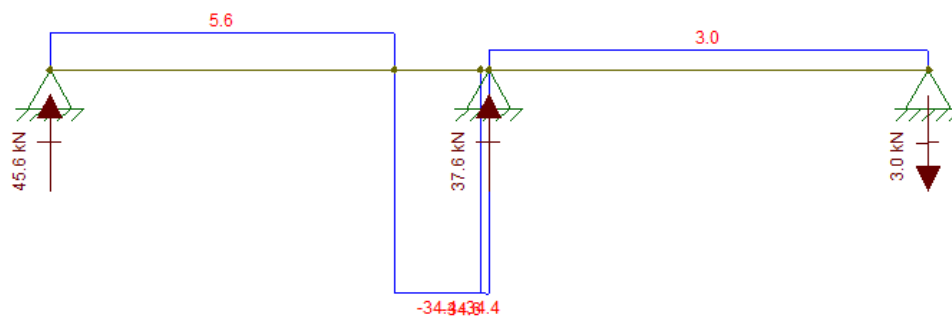
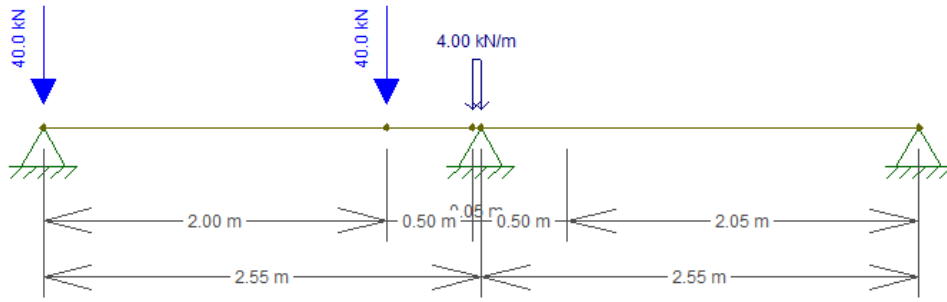


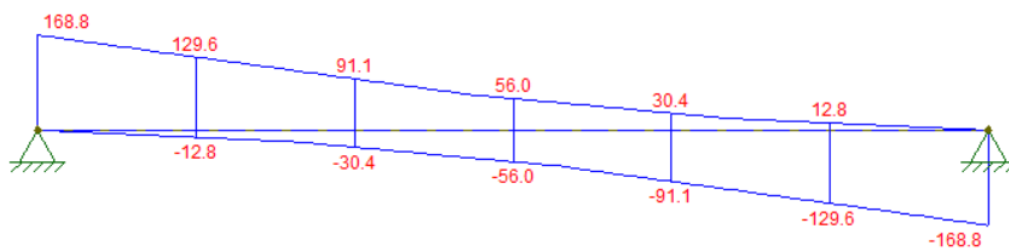
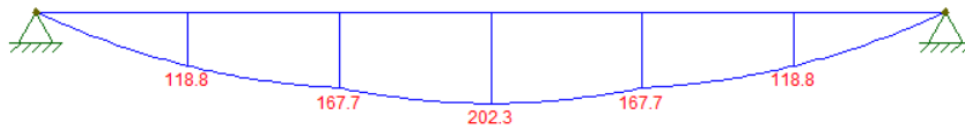
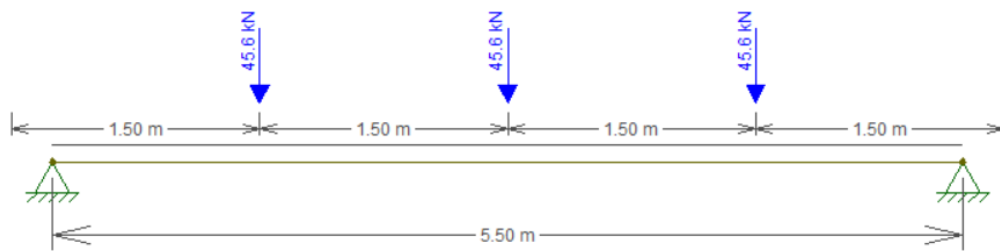
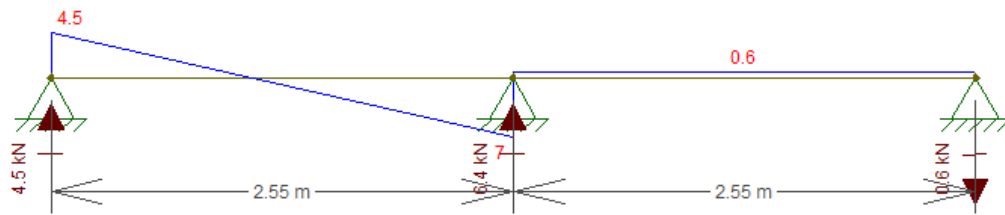
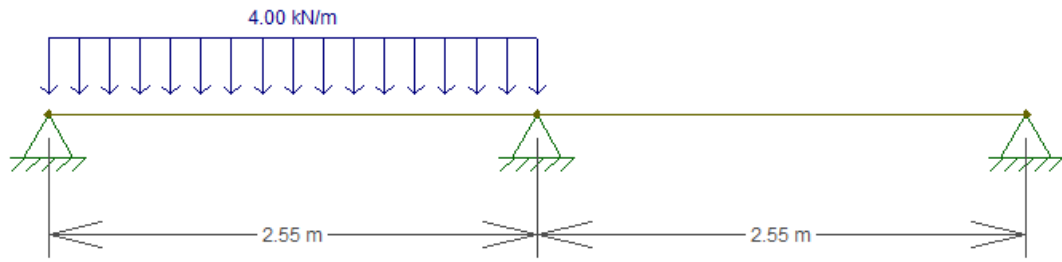


e) Guarda Rodas (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):



f) Trem-tipo (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):





## 4.8 Dimensionamento das armaduras das placas de tabuleiro

### 4.8.1 Armadura Longitudinal

Considerando-se as placas com 50 cm de largura:

Momento positivo máximo de cargas permanentes ( $M_g$ ) = 3,05 kN.m/m

Momento positivo máximo devido ao trem-tipo ( $M_q$ ) = 18,25 kN.m/m

Momento negativo máximo de cargas permanentes ( $M_{g-}$ ) = -1,3 kN.m/m

Momento negativo máximo devido ao trem-tipo ( $M_{q-}$ ) = -17,35 kN.m/m

Armadura para momento positivo total de 21,6 kN.m:

Dados de entrada		
bw	50	cm
h	22,6	cm
bf	50	cm
hf	22,6	cm
c	2,5	cm
d'	3,63	cm
d''	3,53	cm
d	18,97	cm

Esforços		
Mk	21,6	kN.m

Seção Retangular (T falsa)		
Posição da LN e Domínio		
Md	3024,00	kN.cm
fcd	2,14	kN/cm <sup>2</sup>
fyd	43,48	kN/cm <sup>2</sup>
$\lambda$	0,800	
$\sigma_c$	0,850	
a	29,14	
b	-1382,1	
c	3024,00	
x'	45,13	cm
x''	2,30	cm
LN	2,30	cm
$\beta_x$	0,121	
Domínio 2!		
Seção Retangular!		

Materiais		
fck	30	MPa
fyk	500	MPa
Es	210000	MPa
$\emptyset$ As	10,0	mm
$\emptyset$ As'	8,0	mm
$\emptyset$ t	6,3	mm

Coeficientes		
$\gamma_f$	1,40	
$\gamma_c$	1,40	
$\gamma_s$	1,15	
$\beta_{x,lim}$	0,45	
LN,lim	8,54	cm

Armaduras		
Armadura Simples!		
M1d	0	kN.cm
M2d	0	kN.cm
fyd'	0,00	kN.cm
As1	0,00	cm <sup>2</sup>
As2	0,00	cm <sup>2</sup>
As'	0,00	cm <sup>2</sup>
As,min	1,70	cm <sup>2</sup>
As	3,85	cm <sup>2</sup>
As adot.	3,85	cm <sup>2</sup>

$\emptyset$ As	10,0	mm
s	10,4	cm

Armadura secundária =  $0,5 \cdot A_{s,min} = 0,5 \cdot 100 \cdot 22,6 \cdot 0,0015 = 1,695 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura secundária adotada = Ø 6.3mm C/ 15

Armadura para momento negativo total de 18,65 kN.m:

Dados de entrada		
bw	50	cm
h	22,6	cm
bf	50	cm
hf	22,6	cm
c	2,5	cm
d'	3,63	cm
d''	3,53	cm
d	18,97	cm

Esforços		
Mk	18,7	kN.m

Seção Retangular (T falsa)		
Posição da LN e Domínio		
Md	2611,00	kN.cm
fed	2,14	kN/cm <sup>2</sup>
fyd	43,48	kN/cm <sup>2</sup>
$\lambda$	0,800	
$\sigma_c$	0,850	
a	29,14	
b	-1382,1	
c	2611,00	
x'	45,45	cm
x''	1,97	cm
LN	1,97	cm
$\beta_x$	0,104	
<b>Domínio 2!</b>		
<b>Seção Retangular!</b>		

Materiais		
fck	30	MPa
fyk	500	MPa
Es	210000	MPa
Ø As	10,0	mm
Ø As'	8,0	mm
Ø t	6,3	mm

Coeficientes		
$\gamma_f$	1,40	
$\gamma_c$	1,40	
$\gamma_s$	1,15	
$\beta_{x,lim}$	0,45	
LN,lim	8,54	cm

Armaduras		
Armadura Simples!		
M1d	0	kN.cm
M2d	0	kN.cm
fyd'	0,00	kN.cm
As1	0,00	cm <sup>2</sup>
As2	0,00	cm <sup>2</sup>
As'	0,00	cm <sup>2</sup>
As,min	1,70	cm <sup>2</sup>
As	3,30	cm <sup>2</sup>
As adot.	3,30	cm <sup>2</sup>

Ø As	10,0	mm
s	12,1	cm

Armadura secundária =  $0,5 \cdot A_{s,min} = 0,5 \cdot 100 \cdot 22,6 \cdot 0,0015 = 1,695 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura secundária adotada = Ø 6.3mm C/ 15

#### 4.8.2 Armadura Transversal

Considerando-se as placas com 50 cm de largura:

Esforço cortante máximo de cargas permanentes no centro ( $V_g$ ) = 6,3 kN/m

Esforço cortante máximo devido ao trem-tipo no centro ( $V_q$ ) = 43,3 kN/m

Altura da laje no junto à viga central = 24,6 cm

Esforço cortante máximo de cargas permanentes nas bordas ( $V_g$ ) = 5,0 kN/m

Esforço cortante máximo devido ao trem-tipo no nas bordas ( $V_q$ ) = 38,55 kN/m

Altura da laje junto às vigas de borda = 20,6 cm

Verificação da dispensa da armadura transversal junto à viga central para um esforço de 49,6 kN:

<b>Dados de entrada</b>		
bw	50	cm
h	24,6	cm
c	2,5	cm
d'	3,00	cm
d	21,60	cm
As	3,9	cm <sup>2</sup>

<b>Materiais</b>		
fck	30	MPa

<b>Coefficientes</b>		
$\gamma_f$	1,40	
$\gamma_c$	1,40	

<b>Esforço Cortante</b>		
Vk	49,6	kN

$\tau_{Rd}$	0,036	kN/cm <sup>2</sup>
$\rho_1$	0,0036	
k	1,384	
$V_{Rd1}$	72,76	kN
Vd	69,44	kN
<b>Situação</b>	Dispensa armadura!	

Verificação da dispensa da armadura transversal junto à vigas de borda para um esforço de 43,55 kN:

<b>Dados de entrada</b>		
$b_w$	50	cm
$h$	20,6	cm
$c$	2,5	cm
$d'$	3,00	cm
$d$	17,60	cm
$A_s$	3,9	cm <sup>2</sup>

<b>Materiais</b>		
$f_{ck}$	30	MPa

<b>Coefficientes</b>		
$\gamma_f$	1,40	
$\gamma_c$	1,40	

<b>Esforço Cortante</b>		
$V_k$	43,55	kN
$\tau_{Rd}$	0,036	kN/cm <sup>2</sup>
$\rho_1$	0,0044	
$k$	1,424	
$V_{Rd1}$	62,49	kN
$V_d$	60,97	kN
<b>Situação</b>	Dispensa armadura!	

### 4.8.3 Verificação da Fadiga

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto <sup>a</sup>

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,mín}$ , para $2 \times 10^6$ ciclos MPa									
Caso	$\phi$ mm								Tipo <sup>b</sup>
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T <sub>1</sub>
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T <sub>1</sub>
Estribos $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	–	–	–	–	–	T <sub>1</sub>
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T <sub>4</sub>
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T <sub>4</sub>
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,mín}$ , para $2 \times 10^6$ ciclos MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T <sub>1</sub>
Pós-tração, cabos curvos	110								T <sub>2</sub>
Cabos retos	150								T <sub>1</sub>
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T <sub>3</sub>
<sup>a</sup> Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz. <sup>b</sup> Ver Tabela 23.3.									



### a) Armadura positiva:

Esforços		
Mg1 =	3,05	kN.m
Mq =	18,25	kN.m
ψ1 =	0,8	

Características Geométricas		
Área =	0,113	m <sup>2</sup>
Inércia =	0,000481	m <sup>4</sup>
ys =	0,113	m
yi =	0,113	m
Ws =	0,0042563	m <sup>3</sup>
Wi =	0,0042563	m <sup>3</sup>
d =	0,196	m

Momento de fissuração		
Np∞ =	0,00	kN
Mp∞ =	0,00	kN.m
fck =	30	Mpa
fct,m =	2,90	Mpa
$M_r = M_{p,∞} + W_{inf} \cdot (1,5 \cdot f_{ct,m} + \frac{N_{p,∞}}{A})$		

Mr =	18,49	kN.m
Mserv =	17,7	kN.m

Como Mr > Mserv => Estádio I

Tensão máx. no concreto no Estádio I

$$\sigma_c = \frac{M_{serv}}{I} \cdot X :$$

Mserv =	17,7	kN.m
I =	0,000481	m <sup>4</sup>
x =	0,113	m
σc =	4147	kN/m <sup>2</sup>
σc =	0,415	kN/cm <sup>2</sup>

Tensão mín. no concreto no Estádio I

Mserv =	3,1	kN.m
I =	0,000481	m <sup>4</sup>
x =	0,113	m
σc =	717	kN/m <sup>2</sup>
σc =	0,072	kN/cm <sup>2</sup>

Tensão máx. no aço

$$\sigma_{s, \text{máx}} = \alpha_e \cdot \sigma_c \cdot \frac{(d - x)}{X}$$

αe = 10 → NBR 6118:2014 - item 23.5.3

x =	0,113	m
σs,máx =	3,05	kN/cm <sup>2</sup>

Δσs =	2,52	kN/cm <sup>2</sup>
-------	------	--------------------

Δσs =	25,20	Mpa
-------	-------	-----

Δf <sub>pd,fad,mín</sub> (barras retas Ø10.0 mm) =	105	Mpa
--	-----	-----

Tensão mín. no aço

x =	0,113	m
σs,mín =	0,53	kN/cm <sup>2</sup>

Como Δσs < Δf<sub>pd,fad,mín</sub>, está atendida a verificação !!

### b) Armadura negativa:

Como o momento negativo é menor que o positivo, considera-se também atendida a verificação.

## **4.9 Dimensionamento das armaduras das vigas longarinas**

Com o objetivo de padronizar o detalhamento e produção das vigas pré-fabricadas, optou-se por adotar um detalhamento único para as três vigas, considerando os esforços da viga mais carregada (viga central).

### ***4.9.1 Armadura Longitudinal***

Momento positivo máximo de cargas permanentes ( $M_g$ ) = 109,0 kN.m

Momento positivo máximo devido ao trem-tipo ( $M_q$ ) = 281,9 kN.m

Obra:	PONTE VÃO 550 cm
Nº Projeto:	-
Pavimento:	-
Elemento:	VIGAS LONGARINAS
Data:	30/01/2018
Tipo da Edificação:	
Pontes em Geral	
Tipo de laje:	
Treliçada	

DADOS INICIAIS DA VIGA		
Tipo de seção	I	
Comprimento da viga (l)	550	cm
Largura da viga (bw)	15	cm
Altura da viga (h)	65	cm
Altura da pré-laje (h laje)	8	cm
Altura da capa (h capa)	16,1	cm
Altura da capa (para carregamento)	16,1	cm
Comprimento de contato laje/viga	8,75	cm
Posição da viga	Centro	
Utilizar seção composta no cálculo?	Sim	
Considerar mesa T de compressão?	Sim	

ETAPAS DE CARREGAMENTO		
Protensão	1	dias
Peso próprio (g1)	1	dias
Laje (g2)	15	dias
Capa (g3)	30	dias
Alvenaria (g4)	45	dias
Revestimento (g5)	60	dias
Acidental (q)	75	dias

CARREGAMENTOS NA VIGA		
g1: Peso próprio	3,69	kN/m
g2: Pré-laje	5,10	kN/m
g3: Capa	9,80	kN/m
g4: Alvenaria	0,00	kN/m
g5: Revestimento	10,20	kN/m
q: Acidental * Compatível Com Mq	74,55	kN/m
Total	103,34	kN/m

OBSERVAÇÕES
BASEADO NA ENVOLTÓRIA DE CARGAS TEMOS:
MOMENTO MÁXIMO CARGAS PERMANENTES = 109,0 kN.m
MOMENTO MÁXIMO TREM-TIPO = 281,9 kN.m
CORTANTE MÁXIMO CARGAS PERMANENTES = 79,1 kN.m
CORTANTE MÁXIMO TREM-TIPO = 232,7 kN.m

DADOS DO AÇO		
Aço de Protensão Inferior	CP 190 RB	
E <sub>p</sub> (Inferior)	190000	MPa
Aço de Protensão Superior	CP 190 RB	
E <sub>p</sub> (Superior)	190000	MPa

DADOS DO CONCRETO		
Tipo do concreto da viga	CP V - ARI	
f <sub>ck</sub> viga	40	MPa
f <sub>ctj</sub>	28	MPa
Slump do concreto da viga	15	cm
Tipo do concreto da capa	CP I e CP II	
f <sub>ck</sub> capa	30	MPa
Slump do concreto da capa	9	cm
Tipo do Agregado do Concreto	Basalto	

LOCAL E TIPO DE PROTENSÃO	
Local (Tab 6 NBR 8681/2003)	5
Tipo de protensão	Limitada

MOMENTOS MÁXIMOS NO CENTRO DO VÃO (Mk)		
Mg1: Peso próprio	13,94	kN.m
Mg2: Laje Alveolar/PI	19,28	kN.m
Mg3: Capa	37,06	kN.m
Mg4: Alvenaria	0,00	kN.m
Mg5: Revestimento	38,57	kN.m
Mq: Acidental	281,90	kN.m
Mk Total	390,75	kN.m

## 1) Característica Geométricas

### a) Seção pré-fabricada

Área:	0,14750	m <sup>2</sup>
h:	0,65	m
bf:	0,35	m
hf:	0,10	m
U ar:	2,25	m
y <sub>cg</sub> :	0,3250	m
Momento de Inércia:	0,00692656	m <sup>4</sup>
Módulo de Inércia inferior (W <sub>i</sub> ):	0,0213125	m <sup>3</sup>
Módulo de Inércia superior (W <sub>s</sub> ):	0,0213125	m <sup>3</sup>

### b) Seção composta

Área:	0,33917	m <sup>2</sup>
h:	0,8910	m
bf:	1,100	m
hf:	0,1610	m
U ar:	1,100	m
y <sub>cg</sub> :	0,5966	m
Momento de Inércia:	0,026744900	m <sup>4</sup>
Módulo de Inércia inferior (W <sub>i</sub> ):	0,04483	m <sup>3</sup>
Módulo de Inércia superior (W <sub>s</sub> ):	0,09085	m <sup>3</sup>

## 2) Tensão inicial nos cabos para o caso da pré-tração

### Cabos inferiores:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 f_{ptk} \\ 0,85 f_{pyk} \end{cases}$$

f <sub>ptk</sub> =	1900	MPa
f <sub>pyk</sub> =	1710	MPa
0,77 f <sub>ptk</sub> =	1463,0	MPa
0,85 f <sub>pyk</sub> =	1453,5	MPa
σ <sub>pi,inf</sub> =	145,35	kN/cm <sup>2</sup>
Alongamento necess. =	7,650	mm/m
Alongamento adot. =	7,650	mm/m
σ <sub>pi,inf,adot</sub> =	145,35	kN/cm <sup>2</sup>

### Cabos superiores:

f <sub>ptk</sub> =	1900	MPa
f <sub>pyk</sub> =	1710	MPa
0,77 f <sub>ptk</sub> =	1463,0	MPa
0,85 f <sub>pyk</sub> =	1453,5	MPa
σ <sub>pi,sup</sub> =	145,35	kN/cm <sup>2</sup>
Alongamento necess. =	7,650	mm/m
Alongamento adot. =	6,800	mm/m
σ <sub>pi,sup,adot</sub> =	129,20	kN/cm <sup>2</sup>

3) Estimativa do número de cabos no tempo infinito (Através da verificação das tensões no centro do vão)

Considerando uma perda nos cabos no tempo infinito de: 

Calculada	Adotada
22,30%	22,30%

$\sigma_{p,t=\infty}$ : 112,94 kN/cm<sup>2</sup>

a) Estado Limite de Formação de Fissuras, Combinação Frequente( $\Psi_1$ ):

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{i,comp}} - \frac{\psi_1 \cdot M_q}{W_{i,comp}} \geq f_{ctk,inf}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$f_{ctk,inf}$  = 2456 kN/m<sup>2</sup>

$\psi_1$  = 0,5  $e_p$  = 0,265 m

$A_p$  = 2,233 cm<sup>2</sup>

b) Estado Limite de Descompressão, Combinação Quase Permanente( $\Psi_2$ ):

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{i,comp}} - \frac{\psi_2 \cdot M_q}{W_{i,comp}} \geq 0$$

$\psi_2$  = 0,3

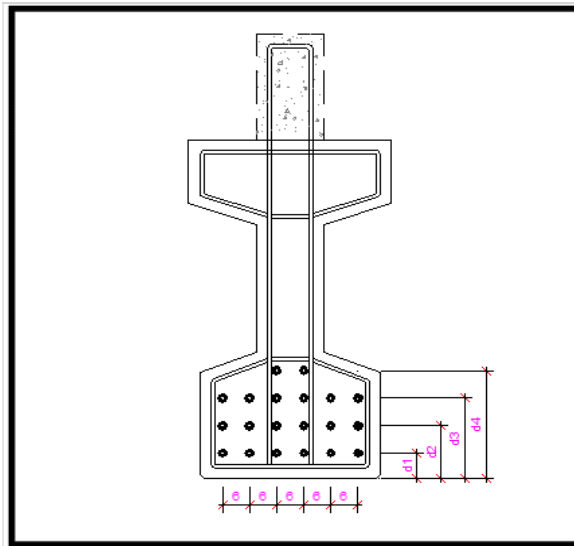
$A_p$  = 2,786 cm<sup>2</sup>

Serão necessários 2,82 cordoalhas de 12,7mm

Diâmetro: 12,7 mm

Adota-se: 3 cordoalhas de 12,7mm

Área da cordoalha de 127 mm: 0,987 cm<sup>2</sup>



Linha	Cota	Qtd. cord.
d4	25,50 cm	0
d3	19,00 cm	0
d2	12,50 cm	0
d1	6,00 cm	3

$y_{cg}$ : 6,00 cm

$A_p$  adotada = 2,96 cm<sup>2</sup>



#### 4) Estimativa do número de cabos superiores no tempo 0

Perda inicial inferior de :	Calculada	Adotada	Perda inicial superior de :	Calculada	Adotada
	4,95%	4,95%		1,79%	1,79%

$$\sigma_{p,i,nf.0} = 138,16 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{p,i,sup.0} = 126,89 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{sup} = \sigma_{p,t=0} \cdot A_p \left( \frac{1}{A} - \frac{e_p}{W_s} \right) + \sigma_{p,t=0} \cdot A'_p \left( \frac{1}{A} + \frac{e'_p}{W_s} \right) + \frac{M_{g1}}{W_s} \geq -1,2 \cdot f_{ct,m}$$

$$1,2 \cdot f_{ct,m} = 3320 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Diâmetro: } 9,5 \text{ mm}$$

$$y_{cg} : 6,00 \text{ cm}$$

$$A_p \geq -0,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área da cordoalhas : } 0,548 \text{ cm}^2$$

$$\text{Necessárias } -1,24 \text{ cordoalhas de 9,5mm}$$

$$\text{Adota-se: } 0 \text{ cordoalhas de 9,5mm}$$

$$A'_p \text{ adotada} = 0 \text{ cm}^2$$

#### 5) Verificação quanto à fissuração no centro do vão no tempo infinito

Perdas nos cabos inferiores:	Calculada	Utilizada	Perdas nos cabos superiores:	Calculada	Utilizada
	22,30%	22,30%		17,10%	17,10%

$$\sigma_{p,i,nf.(\infty)} = 112,94 \text{ KN/cm}^2$$

$$e_p = 0,265 \text{ m}$$

$$N_p = 334,40 \text{ KN}$$

$$\sigma_{p,i,sup.(\infty)} = 107,11 \text{ KN/cm}^2$$

$$e'_p = 0,265 \text{ m}$$

$$M_p = 88,62 \text{ KN.m}$$

a) Estado Limite de Formação de Fissuras, Combinação Frequente( $\Psi_1$ ):

**Limites:**

**Compressão:** 28000 kN/m<sup>2</sup>

**Tração:** -2456 kN/m<sup>2</sup>

1) **Borda inferior:**

\* Situação de momento máximo:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{i,comp}} - \frac{\psi_1 \cdot M_q}{W_{i,comp}}$$

$$\sigma_i = -877,32 \text{ kN/m}^2$$

**Compressão**  
Ok!

**Tração**  
Ok!

\* Situação de momento mínimo:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{i,comp}}$$

$$\sigma_i = 2266,94 \text{ kN/m}^2$$

**Compressão**  
Ok!

**Tração**  
Ok!

2) **Borda Superior**

$$y_{ts} = 0,0534 \text{ m}$$

$$W_{ts} = 0,5010 \text{ m}^3$$

\* Situação de momento máximo:

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_s} + \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{ts}} + \frac{\psi_1 \cdot M_q}{W_{ts}}$$

$$\sigma_s = 1765,28 \text{ kN/m}^2$$

**Compressão**  
Ok!

**Tração**  
Ok!

\* Situação de momento mínimo:

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_s} + \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{ts}}$$

$$\sigma_s = 1483,94 \text{ kN/m}^2$$

**Compressão**  
Ok!

**Tração**  
Ok!

b) Estado Limite de Descompressão, Combinação Quase Permanente(Ψ2):

Limites:

**Compressão:** 28000 kN/m<sup>2</sup>  
**Tração:** 0 kN/m<sup>2</sup>

1) Borda inferior:

\* Situação de momento máximo:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{i,comp}} - \frac{\psi_2 \cdot x M_q}{W_{i,comp}}$$

σ<sub>i</sub> = 380,38 kN/m<sup>2</sup>      **Compressão**      **Tração**  
Ok!      Ok!

\* Situação de momento mínimo:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{i,comp}}$$

σ<sub>i</sub> = 2266,94 kN/m<sup>2</sup>      **Compressão**      **Tração**  
Ok!      Ok!

2) Borda Superior

\* Situação de momento máximo:

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_s} + \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{ts}} + \frac{\psi_2 \cdot x M_q}{W_{ts}}$$

σ<sub>s</sub> = 1652,74 kN/m<sup>2</sup>      **Compressão**      **Tração**  
Ok!      Ok!

\* Situação de momento mínimo:

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_s} + \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{ts}}$$

σ<sub>s</sub> = 1483,94 kN/m<sup>2</sup>      **Compressão**      **Tração**  
Ok!      Ok!

**6) Comprimento de ancoragem e comprimento de transferência da armadura ativa**

$$f_{bpd} = \eta_{p1} \cdot \eta_{p2} \cdot f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ckj}^2}}{1,4}$$

f<sub>ctd</sub> = 0,13831 kN/cm<sup>2</sup>

η<sub>1</sub> =

η<sub>2</sub> =

$$l_{bpt,inf} = \frac{3,5 \cdot \phi \cdot \sigma_{pi,inf}}{36 \cdot f_{bpd}}$$

$$l_{bpt,sup} = \frac{3,5 \cdot \phi \cdot \sigma_{pi,sup}}{36 \cdot f_{bpd}}$$

f<sub>bpd</sub> = 0,1660 kN/cm<sup>2</sup>

Desprotensão :

l<sub>bpt,inf</sub> = 128,5 cm

l<sub>bpt,sup</sub> = 99,3 cm

**Distância da extremidade da peça em que se pode considerar todo o esforço de protensão (Distância de regularização):**

$$l_p = \sqrt{h^2 + (0,6 \cdot l_{bpt})^2} \geq l_{bpt}$$

l<sub>p,sup</sub> = 0,993 m

l<sub>p,inf</sub> = 1,285 m

7) Verificação da ruptura no tempo zero (verificação da ruptura simplificada)

Momento em vigésimo de vão:  $M_s = \frac{plx_s}{2} - \frac{px_s^2}{2}$

Seção	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
$x_s$ (m)	0,28	0,55	0,83	1,40	2,01	1,65	1,93	2,20	2,48	2,75
$M_s$ (KN.m)	2,65	5,02	7,11	10,58	12,93	11,71	12,69	13,39	13,80	13,94
$\sigma_{pi,inf}$	31,11	62,23	93,34	145,35	145,35	145,35	145,35	145,35	145,35	145,35
$\sigma_{pi,sup}$	35,78	71,56	107,35	129,20	129,20	129,20	129,20	129,20	129,20	129,20
Perdas inf.	3,00%	3,54%	4,09%	5,00%	4,96%	4,98%	4,97%	4,96%	4,95%	4,95%
Perdas sup.	2,08%	1,99%	1,90%	1,74%	1,77%	1,75%	1,77%	1,78%	1,79%	1,79%
$\sigma_{pi,inf}$	140,98	140,20	139,41	138,09	138,14	138,11	138,13	138,15	138,15	138,16
$\sigma_{pi,sup}$	126,51	126,63	126,75	126,96	126,91	126,93	126,91	126,90	126,89	126,89

Perdas iniciais inferiores:	Calculada	Utilizada	Perdas iniciais superiores:	Calculada	Utilizada
	4,95%	4,95%		1,79%	1,79%
$\sigma_{pi,inf}$ =	138,16	kN/cm <sup>2</sup>	ep =	0,2650	m
$\sigma_{pi,sup}$ =	142,75	kN/cm <sup>2</sup>	ep' =	0,2650	m
			Np =	409,08	kN
			Mp =	108,41	kN.m

*Borda Inferior:*

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_s}{W_i}$$

*Borda Superior:*

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_s}{W_s}$$

**Limites:**

Compressão: 19600 kN/m<sup>2</sup>  
Tração: -3320 kN/m<sup>2</sup>

Seção	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
$x_s$	0,28 m	0,55 m	0,83 m	1,40 m	2,01 m	1,65 m	1,93 m	2,20 m	2,48 m	2,75 m
$\sigma_{pi,inf,Idia}$	30,18	60,02	89,52	138,09	138,14	138,11	138,13	138,15	138,15	138,16
$\sigma_{pi,sup,Idia}$	35,04	70,14	105,31	126,96	126,91	126,93	126,91	126,90	126,89	126,89
$N_p$ (kN)	89,4	177,7	265,1	408,9	409,0	408,9	409,0	409,0	409,1	409,1
$M_{p,inf}$ (kN.m)	23,7	47,1	70,2	108,4	108,4	108,4	108,4	108,4	108,4	108,4
$M_{p,sup}$ (kN.m)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Verificação das Tensões										
$\sigma_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	-381,0	-769,4	-1165,2	-1815,4	-1705,9	-1762,8	-1717,3	-1684,8	-1665,4	-1658,9
Tração	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!
Compressão	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!
$\sigma_i$ (KN/m <sup>2</sup> )	1764,3	3520,6	5268,8	8145,1	8037,8	8093,5	8049,0	8017,2	7998,1	7991,7
Tração	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!
Compressão	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!

- a) Momento mínimo necessário para que a tensão de tração fique abaixo do permitido:

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_s}{W_s} \geq 1,20 \cdot f_{ct,m}$$

$M_{\min}$ : -21,449 kN.m

- b) Região onde não pode atuar todo o esforço de protensão:

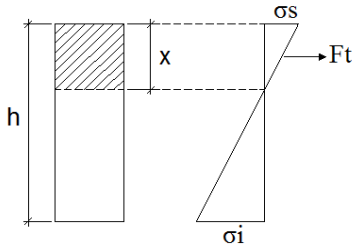
$$M_s = \frac{plx_s}{2} - \frac{px_s^2}{2}$$

a = 1,84375      Δ = 261,02      x = -1,631 m  
b = -10,14      x' = 7,13  
c = -21,4      x'' = -1,631

Como comprimento requerido é menor que lbpt,inf, então não é preciso isolar as cordoalhas!



9) Armadura passiva para controlar a fissuração na borda superior



$\sigma_s = 1815$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\sigma_i = 8145$  kN/m<sup>2</sup>  
 $h$  vazio = 0,65 m  
 $x = 0,1185$  m  
 $b$  superior = 0,35 m  
 $\bar{A}$ rea = 0,0207  
 $F_t = 37,6$  kN  
 Tensão no aço = 25,0 kN/cm<sup>2</sup>  
 $A's = 1,51$  cm<sup>2</sup>

bitola adotada: 8,0 mm  
 barras necessárias: 2,99  
 barras adotadas: 4  
 $A's$  efetivo: 2,01 cm<sup>2</sup>

9) Verificação das tensões em qualquer seção do vão no tempo infinito

$g_1+g_2+g_3 : 18,59$  kN/m  
 $g_4+g_5 : 10,20$  kN/m  
 $q : 74,55$  kN/m

Distância	0,28 m	0,55 m	0,83 m	1,40 m	2,01 m	1,65 m	2,20 m	2,38 m	2,48 m	2,75 m
Seção	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$M_1$ (KN.m)	13,4	25,3	35,8	53,3	65,2	59,0	67,5	69,0	69,6	70,3
$M_2$ (KN.m)	7,3	13,9	19,7	29,3	35,8	32,4	37,0	37,9	38,2	38,6
$M_3$ (KN.m)	53,6	101,5	143,8	214,0	261,5	236,8	270,6	276,9	279,1	281,9
Perdas inf.	24,21%	23,90%	23,68%	23,31%	22,60%	22,97%	22,47%	22,38%	22,34%	22,30%
$\sigma_{p,inf,(e)}$	110,16	110,61	110,93	111,47	112,49	111,96	112,69	112,83	112,87	112,94
Perdas sup.	16,30%	16,44%	16,56%	16,74%	16,99%	16,86%	17,04%	17,07%	17,08%	17,10%
$\sigma_{p,sup,(e)}$	108,13	107,95	107,81	107,58	107,25	107,42	107,19	107,14	107,13	107,11
$N_p$ (kN)	69,8	140,2	210,9	330,1	333,1	331,5	333,7	334,1	334,2	334,4
$M_p$ (kN.m)	18,5	37,2	55,9	87,5	88,3	87,9	88,4	88,5	88,6	88,6

- COMBINAÇÃO FREQUENTE (kN/m<sup>2</sup>)

\* Situação de Momento Máximo:

$x_s =$	0,28 m	0,55 m	0,83 m	1,40 m	2,01 m	1,65 m	2,20 m	2,38 m	2,48 m	2,75 m
	300	523	672	909	1508	1197	1623	1702	1730	1765
	-46	65	329	799	-374	236	-599	-754	-808	-877

-Limite tração: -2456  
  
 Limite comp.: 28000

\* Situação de momento Mínimo:

	246	422	528	695	1247	960	1353	1426	1451	1484
	551	1197	1932	3186	2543	2877	2419	2335	2305	2267

-Limite tração: -2456  
  
 Limite comp.: 28000

- COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE (kN/m<sup>2</sup>)

\* Situação de Momento Máximo:

$x_s =$	0,28 m	0,55 m	0,83 m	1,40 m	2,01 m	1,65 m	2,20 m	2,38 m	2,48 m	2,75 m
	278	483	615	823	1404	1102	1515	1592	1618	1653
	193	518	970	1754	793	1292	608	482	437	380

Limite tração: -0  
  
 Limite comp.: 28000

\* Situação de momento Mínimo:

	246	422	528	695	1247	960	1353	1426	1451	1484
	551	1197	1932	3186	2543	2877	2419	2335	2305	2267

Limite tração: -0  
  
 Limite comp.: 28000

1) Verificação do Estado Limite Último (ELU)

MOMENTOS DE CÁLCULO ( $M_d$ )					
Parcela de momento	$M_k$	$\gamma_f$	$M_d$		
Mg1: Peso próprio	13,94	1,35	18,82	kN.m	
Mg2: Laje Alveolar/PI	19,28	1,40	27,00	kN.m	
Mg3: Capa	37,06	1,35	50,03	kN.m	
Mg4: Alvenaria	0,00	1,35	0,00	kN.m	
Mg5: Revestimento	38,57	1,35	52,07	kN.m	
Mq: Acidental	281,90	1,50	422,85	kN.m	

A) Verificação do ELU da viga pré-fabricada na fase 3 de carregamento (Mg1+Mg2+Mg3):

- Momento de cálculo ( $M_d$ ):

$$M_d = 95,85 \text{ KN.m}$$

1) Supondo que a linha neutra está passando na região da mesa (caso de vigas T, L ou D), temos:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$f_{cd} = f_{ck}/1,4$        $bf = 0,35 \text{ m}$   
 $f_{cd} = 28,571 \text{ MPa}$        $d = 0,5900 \text{ m}$   
 $KMD = 0,0275$        $KZ = 0,9835$        $x = 2,43 \text{ cm}$   
 $KX = 0,0412$        $\epsilon_s = 10,00 \text{ ‰}$        $hf = 10,0 \text{ cm}$

Ok! Linha neutra está passando na mesa!

TABELA 3.7 - TENSÃO NO AÇO  $\sigma_{sd}$  (MPa) (adaptado de VASCONCELOS)

$\epsilon$ (‰)	5,25	6,794	7,438	8,167	9,000	9,962	10,00	12,50	15,00	17,5
CP175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388	1397
CP190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507	1517
$\epsilon$ (‰)	20,00	22,50	25,00	27,5	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00	
CP175	1407	1416	1426	1436	1445	1455	1464	1474	1484	
CP190	1527	1538	1548	1559	1569	1579	1590	1600	1611	

$\sigma_{p,inf}(\sigma) = 1129,36 \text{ MPa}$        $\epsilon_s = 15,00 \text{ ‰}$        $\epsilon_s = 17,50 \text{ ‰}$   
 $\epsilon(\text{‰}) = 5,81 \text{ ‰}$   
 $\sigma_{p,i} = 1507,00 \text{ Mpa}$        $\sigma_{sd,i} = 1507,00 \text{ Mpa}$        $\sigma_{sd,f} = 1517,00 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{sd} = 1510,23 \text{ MPa}$        $A_p = 1,09 \text{ cm}^2$       **Ok! Armadura ativa atende o ELU!**

**B) Verificação do ELU da viga com seção composta na fase 6 de carregamento (Mg1+Mg2+Mg3+Mg4+Mg5+Mq):**

- Momento de cálculo (Md):

$$Md = 570,77 \text{ KN.m}$$

1) Supondo que a linha neutra está passando na capa (seção retangular), temos:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$f_{cd} = f_{ck}/1,4$        $bf = 1,10 \text{ m}$   
 $f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$        $d = 0,8310 \text{ m}$   
 $KMD = 0,0351$        $Kz = 0,9789$        $x = 4,38 \text{ cm}$   
 $Kx = 0,0527$        $Es = 10,00 \%$        $h \text{ capa (hf)} = 16,10 \text{ cm}$

**TABELA 3.7 - TENSÃO NO AÇO  $\sigma_{sd}$  (MPa) (adaptado de VASCONCELOS)**

$\epsilon$ (‰)	5,25	6,794	7,438	8,167	9,000	9,962	10,00	12,50	15,00	17,5
CP175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388	1397
CP190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507	1517

$\epsilon$ (‰)	20,00	22,50	25,00	27,5	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00
CP175	1407	1416	1426	1436	1445	1455	1464	1474	1484
CP190	1527	1538	1548	1559	1569	1579	1590	1600	1611

$\sigma_{p,inf}(x) = 1129,36 \text{ MPa}$        $\epsilon_i(\text{‰}) = 15,00 \%$        $\epsilon_f(\text{‰}) = 17,50 \%$   
 $\epsilon(\text{‰}) = 5,81 \%$        $\sigma_{sd,i} = 1507,00 \text{ Mpa}$        $\sigma_{sd,f} = 1517,00 \text{ MPa}$   
 $\epsilon_p(\text{‰}) = 15,81 \%$   
 $\sigma_{sd} = 1510,23 \text{ MPa}$       **Ap = 4,65 cm<sup>2</sup>**      **Armadura passiva necessária = 5,85 cm<sup>2</sup>**

### 4.9.2 Armadura Transversal

Esforço cortante máximo de cargas permanentes (Vg) = 79,10 kN

Esforço cortante máximo devido ao trem-tipo (Vq) = 232,7 kN

1) Armadura de cisalhamento (Modelo de Cálculo II - NBR 6118/2014):

ESFORÇOS CORTANTES MÁXIMOS EM CADA FASE DE CARREGAMENTO						
Parcela	p (kN/m)	Vão (m)	V <sub>k</sub> (kN)	γ <sub>f</sub>	V <sub>d</sub> (kN)	
g1: Peso próprio	3,69	5,5	10,14	1,35	13,69	kN.m
g2: Laje Alveolar/PI	5,10	5,5	14,03	1,40	19,64	kN.m
g3: Capa	9,80	5,5	26,95	1,35	36,38	kN.m
g4: Alvenaria	0,00	5,5	0,00	1,35	0,00	kN.m
g5: Revestimento	10,20	5,5	28,05	1,35	37,87	kN.m
q: Acidental	84,62	5,5	232,70	1,50	349,05	kN.m
			311,87			

Consideração: a

1) Verificação do esforço resistido pela biela comprimida (V<sub>Rd2</sub>):

θ = 45°  
 α = 90°  
 f<sub>ck</sub> = 40,0 MPa  
 f<sub>cd</sub> = 28571,4 kN/m<sup>2</sup>  
 d = 0,6070 m  
 b = 0,15 m  
 α<sub>v2</sub> = 0,84

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

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)$$

V<sub>Rd2</sub> = 590,00 kN

V<sub>sd</sub> = 456,62 kN

Como V<sub>sd</sub> < V<sub>Rd2</sub>, não há perigo de esmagamento da biela!

2) Dimensionamento da armadura transversal na seção d/2:

θ = 45°  
 f<sub>yk</sub> = 500 Mpa  
 γ<sub>s</sub> = 1,15  
 f<sub>cd</sub> = 1754,41 kN/m<sup>2</sup>  
 V<sub>c0</sub> = 95,84 kN  
 V<sub>c1</sub> = 29,85 kN  
 σ<sub>p,inf,∞</sub> = 110,21 kN/cm<sup>2</sup>  
 σ<sub>p,sup,∞</sub> = 108,11 kN/cm<sup>2</sup>  
 l<sub>p,inf</sub> = 1,285 m  
 l<sub>p,sup</sub> = 0,993 m  
 x = d/2 = 0,3035 m

σ<sub>p,inf,∞,d/2</sub> = 26,04 kN/cm<sup>2</sup>  
 σ<sub>p,sup,∞,d/2</sub> = 33,05 kN/cm<sup>2</sup>  
 A<sub>p</sub> = 2,96 cm<sup>2</sup>  
 A<sub>p</sub> = 0 cm<sup>2</sup>  
 e<sub>p</sub> = 0,2650 m  
 e'<sub>p</sub> = 0,265 m  
 N<sub>p,∞,d/2</sub> = 77,09 kN  
 M<sub>p,∞,d/2</sub> = 20,43 kN.m  
 W<sub>i</sub> = 0,02131 m<sup>3</sup>  
 A = 0,1475 m<sup>2</sup>  
 M<sub>0</sub> = 28,41 kN.m

M<sub>sd,(d/2)</sub> = 130,94 kN.m  
 V<sub>c</sub> = 36,33 kN  
 V<sub>sd,(d/2)</sub> = 406,23 kN  
 V<sub>sw</sub> = 369,90 kN  
 f<sub>ywd</sub> = 43,48 kN/m<sup>2</sup>  
 A<sub>sw</sub> = 15,573 cm<sup>2</sup>/m  
 ramos = 2  
 A<sub>sw</sub> = 7,787 cm<sup>2</sup>/m  
 φ = 10,0 mm  
 s = 10,50 cm  
 s<sub>adot</sub> = 8,00 cm

3) Dimensionamento da armadura transversal em qualquer seção ao longo da viga:

x = 1,10 m  
 f<sub>cd</sub> = 1754,41 kN/m<sup>2</sup>  
 V<sub>c0</sub> = 95,84 kN  
 V<sub>c1</sub> = 51,34 kN  
 σ<sub>p,inf,∞</sub> = 111,14 kN/cm<sup>2</sup>  
 σ<sub>p,sup,∞</sub> = 107,71 kN/cm<sup>2</sup>  
 l<sub>p,inf</sub> = 1,285 m  
 l<sub>p,sup</sub> = 0,993 m  
 σ<sub>p,inf,∞,x</sub> = 95,16 kN/cm<sup>2</sup>  
 σ<sub>p,sup,∞,x</sub> = 119,32 kN/cm<sup>2</sup>

A<sub>p</sub> = 2,96 cm<sup>2</sup>  
 A<sub>p</sub> = 0 cm<sup>2</sup>  
 e<sub>p</sub> = 0,2650 m  
 e'<sub>p</sub> = 0,265 m  
 N<sub>p,∞,d/2</sub> = 281,76 kN  
 M<sub>p,∞,d/2</sub> = 74,67 kN.m  
 W<sub>i</sub> = 0,02131 m<sup>3</sup>  
 A = 0,1475 m<sup>2</sup>  
 M<sub>0</sub> = 103,84 kN.m  
 M<sub>sd,(d/2)</sub> = 401,83 kN.m

V<sub>c</sub> = 64,60 kN  
 V<sub>sd</sub> = 273,97 kN  
 V<sub>sw</sub> = 209,37 kN  
 f<sub>ywd</sub> = 43,48 kN/m<sup>2</sup>  
 A<sub>sw</sub> = 8,815 cm<sup>2</sup>/m  
 ramos = 2  
 A<sub>sw</sub> = 4,407 cm<sup>2</sup>/m  
 φ = 10,0 mm  
 s = 18,00 cm<sup>2</sup>  
 s<sub>adot</sub> = 18,00 cm

4) Armadura mínima:

f<sub>ctm</sub> = 3,51 MPa  
 f<sub>yk</sub> = 500 MPa  
 A<sub>sw,min</sub> ≥ 2,105 cm<sup>2</sup>/m  
 ramos = 2  
 A<sub>sw</sub> = 1,053 cm<sup>2</sup>/m  
 φ = 10,0 mm  
 s = 75,00 cm

d) Espaçamento máximo entre estribos:

0,67 · V<sub>Rd2</sub> = 395,30 kN  
 V<sub>sd</sub> = 456,62 kN  
 0,6 · d = 36,42 cm  
 0,3 · d = 18,21 cm  
 s<sub>máx</sub> = 18,21 cm  
 s<sub>adot</sub> = 18 cm

### 4.9.3 Verificação da Fadiga

1) Verificação da Fadiga na Armadura - Flexão									
<b>Esforços</b>			<b>Momento de fissuração</b>			<b>Tensão máx. no concreto no Estádio I</b>			
Mg1 =	108,85	kN.m	Np∞ =	334,40	kN	$\sigma_c = \frac{M_{serv}}{I} \cdot X :$			
Mq =	281,90	kN.m	Mp∞ =	88,62	kN.m				
ψ1 =	0,5		fck =	40	Mpa	Mserv = 249,8 kN.m I1 = 0,0267449 m <sup>4</sup> x = 0,294 m σc = 2750 kN/m <sup>2</sup> σc = 0,275 kN/cm <sup>2</sup>			
<b>Características Geométricas</b>			fct,m =	3,51	Mpa				
Área =	0,339168	m <sup>2</sup>	$M_r = M_{p,100} + W_{inf} \cdot (1,5 \cdot f_{ct,m} + \frac{N_{p,100}}{A})$						
Inércia =	0,0267449	m <sup>4</sup>	Mr =	368,75	kN.m				
ys =	0,294	m	Mserv =	249,8	kN.m				
yi =	0,597	m	<b>Como Mr &gt; Mserv =&gt; Estádio I</b>						
Ws =	0,0908504	m <sup>3</sup>							
Wi =	0,0448277	m <sup>3</sup>							
d =	0,831	m							
<b>Tensão mín. no conc. no Estádio I</b>			<b>Tensão máx. no aço</b>			<b>Tensão mín. no aço</b>			
Mserv =	108,9	kN.m	$\sigma_{s, \max} = \alpha_e \cdot \sigma_s \cdot \frac{(d-x)}{x}$			x = 0,294 m			
I1 =	0,0267449	m <sup>4</sup>	$\alpha_e = 10 \rightarrow \text{NBR 6118: 2014 - item 23.5.3}$			σs,mín = 2,18 kN/cm <sup>2</sup>			
x =	0,294	m	x = 0,294 m						
σc =	1198	kN/m <sup>2</sup>	σs,máx = 5,01 kN/cm <sup>2</sup>						
σc =	0,120	kN/cm <sup>2</sup>	Δσs = 2,83 kN/cm <sup>2</sup>						
			Δσs = 28,28 Mpa						
			Δf <sub>pd,fad,min</sub> (Pré-tração) = 150 Mpa						
<b>Como Δσs &lt; Δf<sub>pd,fad,min</sub>, está atendida a verificação !!</b>									
2) Verificação da Fadiga na Armadura - Cisalhamento									
<b>Armadura adotada inicialmente</b>			<b>Tensão máx. no aço</b>			<b>Tensão mín. no aço</b>			
∅	10,0	c/ 8,0	$\sigma_{sw, \max} = \frac{V - 0,5 \cdot V_c}{A_{sw} / s} \cdot 0,9 \cdot d$			Vserv = 79,165625 kN σs,mín = 0,92 kN/cm <sup>2</sup> σs,mín = 0,92 kN/cm <sup>2</sup>			
ramos	2								
Asw/s =	19,63	cm <sup>2</sup> /m							
<b>Esforço atuante</b>									
Vg1 =	79,17	kN	fctd	0,1754	kN/cm <sup>2</sup>				
Vq =	232,70	kN	b =	15,0	cm				
ψ1 =	0,5		d =	83,1	cm				
Vserv =	195,51563	kN	Vc =	131,21	kN				
			σs,máx =	8,85	kN/cm <sup>2</sup>				
			Δσs = 7,92 kN/cm <sup>2</sup>						
			Δσs = 79,23 Mpa						
			Δf <sub>pd,fad,min</sub> (∅ 10.0 mm) = 85 Mpa						
<b>Como Δσs &lt; Δf<sub>pd,fad,min</sub>, está atendida a verificação !!</b>									

## 4.9.4 Armaduras e Verificações complementares

**2) Armaduras junto aos apoios:**

**1) Apoios sem recorte:**

**a) Armadura do tirante:**

Tipo de apoio = **c**  
 $H_d$  real = **0,0** kN  
 $H_d$  estimado = 73,06 kN  
 $H_d$  adotado = 73,06 kN  
 $V_{sd}$  = 456,62 kN  
 $A_{sd}$  = 10,43 cm<sup>2</sup>  
 $\phi$  = **20,0** mm  
 $n$  = 4,00 barras

**b) Armadura de costura:**

$A_{sh} = A_{sv}$  = 1,31 cm<sup>2</sup>  
 $2d/3$  = 40,5 cm  
 $\phi A_{sh}$  = **8,0** mm  
 $n$  = 3,00 barras  
 $s$  = 13,49 cm

ramos  $A_{sv}$  = **2** ramos  
 $\phi A_{sv}$  = **10,0** mm  
 $n$  = 1,00 barras  
 $s$  = 40,47 cm

**c) Comprimento de ancoragem:**

**c.1) Armadura do tirante:**

tipo barras = **nervurada**  
 região de aderência = **boa**  
 $\eta_1$  = 2,25  
 $\eta_2$  = 1,00  
 $\eta_3$  = 1,00  
 $f_{ctd}$  = 0,1754 kN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{bd}$  = 0,3947 kN/cm<sup>2</sup>  
 $l_{b,tirante}$  = 55,07 cm  
 $2 \cdot l_{b,tirante}$  = **110,14** cm

**c.2) Armadura de costura:**

tipo barras = **nervurada**  
 região de aderência = **boa**  
 $\eta_1$  = 2,25  
 $\eta_2$  = 1,00  
 $\eta_3$  = 1,00  
 $f_{ctd}$  = 0,1754 kN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{bd}$  = 0,3947 kN/cm<sup>2</sup>  
 $l_{b,costura}$  = 27,54 cm  
 $2 \cdot l_{b,costura}$  = **55,07** cm

**3) Verificação da tensão de aderência entre a capa e a seção pré-fabricada:**

$\phi$  estribo capa = **10,0** mm  
 $n$  = **2** ramos  
 $A_s$  = 1,57 cm<sup>2</sup>  
 $b = b_c$  = **15** cm  
 $s$  = **18** cm  
 $A_v / (b \cdot s)$  = 0,5818 %  
 $\beta_s$  = 0,900  
 $\beta_c$  = 0,600  
 $f_{ck,capa}$  = 30 MPa  
 $f_{ctd}$  = 1448,2 kN/m<sup>2</sup>  
 $a_v$  = 2,75 m  
 $M_d$  = 570,77 kN.m  
 $KZ$  = 0,9789  
 $d$  = 0,831 m  
 $F_{md}$  = 701,6 kN

$\tau_{sd,lim,1}$  = 3145,46 kN/m<sup>2</sup>  
 $\tau_{sd,lim,2}$  = 5357,14 kN/m<sup>2</sup>  
 $\tau_{sd}$  = 1700,91 kN/m<sup>2</sup>

**Tabela 10 – Valores dos coeficientes  $\beta_s$  e  $\beta_c$**

$A_s/b_s$ %	$\beta_s$	$\beta_c$
$\leq 0,2$	0	0,3
$\geq 0,5$	0,9	0,6

$F_{md} = \frac{M_d}{KZ \cdot d}$

$\tau_{sd} \leq \beta_s \cdot \frac{f_{yd} \cdot A_s}{b \cdot s} + \beta_c \cdot f_{ctd} < 0,25 \cdot f_{ctd}$

$\tau_{sd} = \frac{F_{md}}{a_v \cdot b}$

*Tensão de aderência dentro do limite. Pode-se considerar a seção monolítica!*

#### **4.10 Reações máximas na cortina**

##### **a) Na viga central:**

$$V_{k,m\acute{a}x, \text{ permanente}} = 7,9 \text{ tf}$$

$$V_{k,m\acute{a}x, \text{ acidental}} = 23,3 \text{ tf}$$

$$V_{k,m\acute{a}x, \text{ total}} = 31,2 \text{ tf}$$

##### **b) Nas duas vigas de extremidade:**

$$V_{k,m\acute{a}x, \text{ permanente}} = 4,1 \text{ tf}$$

$$V_{k,m\acute{a}x, \text{ acidental}} = 16,9 \text{ tf}$$

$$V_{k,m\acute{a}x, \text{ total}} = 21,0 \text{ tf}$$

#### **4.11 Verificação dos Aparelhos de apoio**

Considerados aparelhos de apoio simples shoreA 70, com dimensões:

$$a = 20 \text{ cm}$$

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

$$e = 1,0 \text{ cm}$$

Esforços:

$$V_{g,k} = 7,9 \text{ tf}$$

$$V_{q, k} = 23,3 \text{ tf}$$

$$H_{q,k} = 6,75 \text{ tf (NBR 7188 } \Rightarrow 13,5 \text{ tf dividido pelos 2 apoios da viga)}$$

Tipo de aparelho de apoio = Simple

Dureza ShoreA

$$\text{ShoreA} = 70.00$$

Módulo de elasticidade transversal

$$G = 12.00 \text{ kgf/cm}^2$$

Módulo de elasticidade longitudinal

$$E_b = 20000.00 \text{ kgf/cm}^2$$

Comprimento

$$a = 20.00 \text{ cm}$$

Largura

$$b = 30.00 \text{ cm}$$

Área

$$A = 600.00 \text{ cm}$$

Número de camadas

$$N = 1$$

Espessura da camada de elastômero

$$t_i = 1.00 \text{ cm}$$

### **Forças verticais atuantes**

$$N_g = 7900.00 \text{ kgf}$$

$$N_q = 23300.00 \text{ kgf}$$

$$N_{g+q} = N_g + N_q = 31200.00 \text{ kgf}$$

Forças horizontais atuantes

$$H_g = 0.00 \text{ kgf}$$

$$H_q = 6800.00 \text{ kgf}$$

$$H_{g+q} = H_g + H_q = 6800.00 \text{ kgf}$$

### **Deslocamentos impostos**

$$u_g = 0.00 \text{ cm}$$

$$u_q = 0.00 \text{ cm}$$

### **Rotações impostas**

$$\alpha_g = 0.00 \text{ rad}$$

$$\alpha_q = 0.00 \text{ rad}$$

### **Tipo de carregamento variável**

$$k = 1.00 \text{ rad}$$



## **Resultados**

### **Geometria de cálculo**

Comprimento sem cobrimento

$$a' = 20.00 \text{ cm}$$

Largura sem cobrimento

$$b' = 30.00 \text{ cm}$$

Área sem cobrimento

$$A' = 600.00 \text{ cm}^2$$

Espessura total

$$T = 1.00 \text{ cm}$$

Fator de forma

$$S = 3.33 \text{ cm}$$

### **Deslocamento Horizontal**

Deslocamento por carga permanente

$$u_g = H_g \cdot T / (G \cdot A) = 0.00 \text{ cm}$$

Deslocamento por carga variável

$$u_q = H_{g+q} \cdot T / (2 \cdot G \cdot A) = 0.47 \text{ cm}$$

Deslocamento total

$$u_{TOTAL} = u_g + u_q = 0.47 \text{ cm}$$

Área efetiva para carga permanente

$$A_{r_g} = (a' - u_g) \cdot b' = 600.00 \text{ cm}^2$$

Área efetiva para carga total

$$A_{r_{g+q}} = (a' - u_{TOTAL}) \cdot b' = 585.83 \text{ cm}^2$$

### **Tensão Atuante**

Tensão atuante para carga permanente

$$\sigma_g = N_g / A_{r_g} = 13.17 \text{ kgf/cm}^2$$

Tensão atuante para carga total

$$\sigma_{g+q} = N_{g+q} / A_{r_{g+q}} = 53.26 \text{ kgf/cm}^2$$

Tensão máxima admissível

$$\sigma_{adm} = 80.00 \text{ kgf/cm}^2 - \text{critério de projeto}$$

### **Deformação por Cisalhamento**

Deformação devida a compressão

$$\varepsilon_c = 1.5 \cdot (N_g + k \cdot N_q) / (G \cdot A_{r_{g+q}} \cdot S) = 2.00 \text{ cm}$$

Deformação devida a esforço horizontal

$$\varepsilon_h = u_{\text{TOTAL}} / T = 0.47 \text{ cm}$$

Deformação devida a rotação

$$\varepsilon_\alpha = a^2 \cdot (\alpha_g + \alpha_q) / (2 \cdot t_i^2 \cdot N) = 0.00 \text{ cm}$$

Deformação total

$$\varepsilon = \varepsilon_c + \varepsilon_h + \varepsilon_\alpha = 2.47 \text{ cm}$$

Deformação máxima admissível

$$\varepsilon_{\text{max}} = 5.00 \text{ cm}$$

### **Deformação por Deslocamento Horizontal**

Ângulo de distorção por carga permanente

$$\text{tg}\gamma_g = H_g / (G \cdot A) = 0.00$$

Ângulo de distorção por carga total

$$\text{tg}\gamma_{g+q} = H_{g+q} / (G \cdot A) = 0.47$$

Ângulo de distorção máximo para carga permanente

$$\text{tg}\gamma_{g,\text{max}} = 0.50$$

Ângulo de distorção máximo para carga total

$$\text{tg}\gamma_{g+q,\text{max}} = 0.70$$

### **Deformação por Rotação**

Força para mobilização da escorva

Deflexão total por carga total

$$\Sigma v_{g+q} = ((N_{g+q} - F_{\text{esc}}) \cdot N \cdot t_i / A') \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S) + 1 / E_b) = 0.00$$

Deflexão total por carga permanente

$$\Sigma v_g = \Sigma v_{g+q} \cdot N_g / N_{g+q} = 0.00$$

Deflexão limite por carga permanente

$$\Sigma v_{g,\text{lim}} = a \cdot \alpha_g / 3 = 0.00$$

Deflexão limite por carga total

$$\Sigma v_{g+q,\text{lim}} = a \cdot (\alpha_g + \alpha_q) / 3 = 0.01$$

### **Verificação de Deslizamento**

Espessura mínima para carga permanente

$$T_{g,\min} = G \cdot A \cdot u_g / (6 \cdot A_{r_g} + 0.1 \cdot N_g) = 1.00 \text{ cm}$$

Espessura mínima para carga total

$$T_{g+q,\min} = G \cdot A \cdot (u_g + 2 \cdot u_q) / (6 \cdot A_{r_{g+q}} + 0.1 \cdot N_{g+q}) = 0.00 \text{ cm}$$

Tensão mínima para carga permanente

$$\sigma_{g,\min} = (1 + a / b) \cdot 10.0 = 16.67 \text{ kgf/cm}^2$$

### **Verificação da Estabilidade à Flambagem**

Espessura máxima admissível

$$T_{\max} = \min(a, b) \cdot 0.25 = 5.00 \text{ mm}$$

**Resultado – Ok! Neoprene passou!**