



PREFEITURA MUNICIPAL DE MAJOR GERCINO

## MEMORIAL DE CÁLCULO ESTRUTURAL DE OBRA DE ARTE ESPECIAL

**OBRA:** OAE PONTE DO PINHEIRAL

**EXTENSÃO:** 15,00m

**LARGURA:** 11,80m

**ÁREA:** 117,7 m<sup>2</sup>

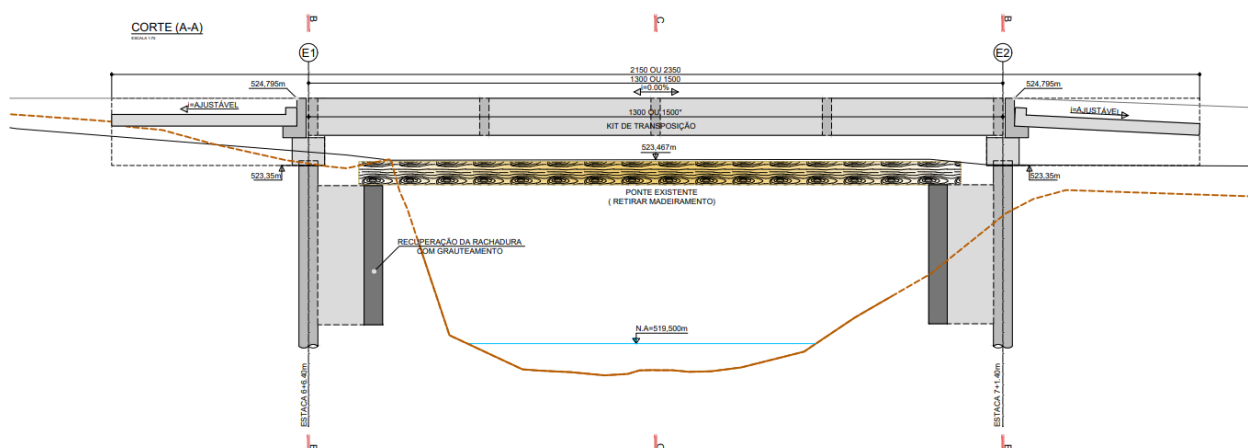
SETEMBRO  
2021

## 1 SUPERESTRUTURA

### 1.1 CRITÉRIOS DE CÁLCULO

Neste memorial apresentamos todos os Cálculos de uma O.A.E.

O tabuleiro terá a seguinte característica:



O peso da laje e as cargas permanentes de segunda fase (aplicam-se às vigas em função de suas respectivas áreas de influência).

As cargas móveis previstas pela NBR 7188, são repartidas transversalmente na superestrutura mediante um modelo baseado no método dos elementos finitos. Os parâmetros flexionais e torcionais dos elementos que compõem a superestrutura foram calculados tendo como referência as características estático-geométricas da seção de concreto não homogenizada com a laje colaborante.

As verificações de estabilidade se desenvolveram a partir de envoltórias que resultou no dimensionamento para a situação mais solicitada, as armaduras, assim determinadas, foram adotadas para todos o elementos.

Leva-se em conta a diferente classe de resistência do concreto entre as vigas e a laje através de um coeficiente de homogenização, que equivale à razão entre os seus respectivos módulos de elasticidade convencionais.

Consideram-se positivos os momentos que tracionam as fibras inferiores da viga e da laje e as forças de compressão; quanto às tensões, convencionou-se como negativas as de compressão.

O elemento que representa o tabuleiro no modelo computacional têm coordenada de origem na sua extremidade.



## 1.2 NORMAS DE REFERÊNCIA

O cálculo se desenvolveu com referência, onde aplicável, às seguintes normas:

NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento;

NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;

NBR 6122 - Projeto e execução de fundações;

NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações;

NBR 7187- Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento;

NBR 7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;

NBR 7483 - Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação;

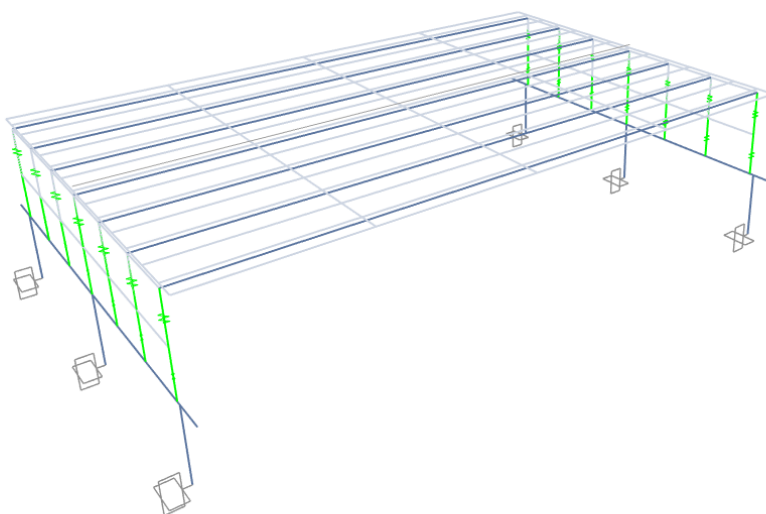
NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento;

NBR 9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.

### 1.3 DESCRIÇÃO DO MODELO

Nesse capítulo é apresentada uma breve descrição das características do modelo (seções, materiais e cargas aplicadas), idealizado com a finalidade de representar da maneira mais fiel possível o comportamento da estrutura.

A análise foi baseada no Método dos Elementos Finitos.



Modelo da OAE em MEF

Os parâmetros flexionais e torcionais das vigas que compõem o tabuleiro foram calculados considerando as características estático-geométricas das seções de concreto simples (sem homogenização) considerando a contribuição resistente da laje, quando apropriado.

Considerou-se um coeficiente de mola horizontal para o aparelho de neoprene temos:  $K_n = G \cdot A_n / d_n$ , onde:

$K_n$  = rigidez horizontal do aparelho de neoprene;

$G$  = módulo de elasticidade transversal do neoprene,  $G = 1.000 \text{ KN/m}^2$ ;

$A_n$  = área em planta do neoprene;

$d_n$  = altura do neoprene, não se considera as chapas de aço de fretagem.

A intenção do modelo de elementos finitos é determinar o comportamento da estrutura em serviço, ou seja, a partir do momento em que a laje é solidarizada à longarina, onde a seção reagente é a seção composta.

Em primeira fase, quando a laje ainda não contribui na resistência do conjunto, o peso próprio da viga e da laje são calculados e aplicados diretamente na viga, em esquema isostático como carga uniformemente distribuída.



As traversinas são representadas por elementos com geometria retangular com largura igual a 30cm (intermediarias) 30cm (apoios) e altura proporcional à altura da longarina e desempenham a função de cortina da ponte, devidamente calculada para atender as duas funções .

O esquema de vínculo considerado prevê um apoio em neoprene fretado, portanto com rotação liberada.

Ao modelo supracitado foram aplicadas as cargas permanentes e cargas móveis definidas neste memorial.

As cargas foram combinadas entre si de acordo com as indicações da NBR 6118-(2014).

Da análise do modelo emerge que as vigas mais solicitadas são as de bordo.

## 1.4 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

- Classe de agressividade ambiental II, conforme NBR6118;
- Cobrimento Mínimo das armaduras: 2,5cm para Lajes, 3,0cm para Vigas e 5,0cm para elementos em contato com o solo.
- Concreto protendido nível 2 (protensão limitada).

### 1.4.1 CONCRETO PARA AS VIGAS PRÉ-MOLDADAS PROTENDIDAS (CLASSE C35)

- Diâmetro máximo agregados: 19mm
- Relação água/cimento máxima: 0,40

#### Fase inicial

- Resistência característica à compressão  $F_{ckj} = 27,26\text{MPa}$
  - Módulo de elasticidade  $E = 29238,22\text{Mpa}$
  - Resistência à tração admissível  $f_{tkj} = 2,72\text{MPa}$
  - Compressão admissível  $\sigma_c = 0,7 f_{ckj} = 17,50\text{MPa}$
- E.L.U.
- Coeficiente de segurança  $\gamma_c = 1,4$
  - Resistência à compressão de cálculo  $f_{cdj} = f_{ckj} / \gamma_c = 19,47\text{MPa}$
  - Resistência à tração de cálculo  $f_{ctdj} = f_{ctkj} / \gamma_c = 1,94\text{MPa}$

#### Fase final

- Resistência característica à compressão  $F_{ck} = 35\text{MPa}$
  - Módulo de elasticidade  $E = 35417,51\text{Mpa}$
  - Resistência à tração admissível  $f_{tk} = 3,21\text{MPa}$
- E.L.U.
- Coeficiente de segurança  $\gamma_c = 1,4$
  - Resistência à compressão de cálculo  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25,00\text{MPa}$
  - Resistência à tração de cálculo  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2,29\text{MPa}$

### 1.4.2 CONCRETO MOLDADO IN LOCO (CLASSE C30)

- Diâmetro máximo dos agregados 25mm
- Relação água/cimento máxima 0,45
- Resistência característica à compressão  $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível  $f_{tk} = 2,9\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade 30672,46MPa

E.L.U.

- coeficiente de segurança  $\gamma_c = 1,4$
- resistência à compressão de cálculo  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21,43\text{Mpa}$
- resistência à tração de cálculo  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2,07\text{Mpa}$



### 1.4.3 AÇO PARA CORDOALHA DE 12,7mm

CP 190 RB

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

-  $f_{pyk} = 1710\text{ Mpa}$

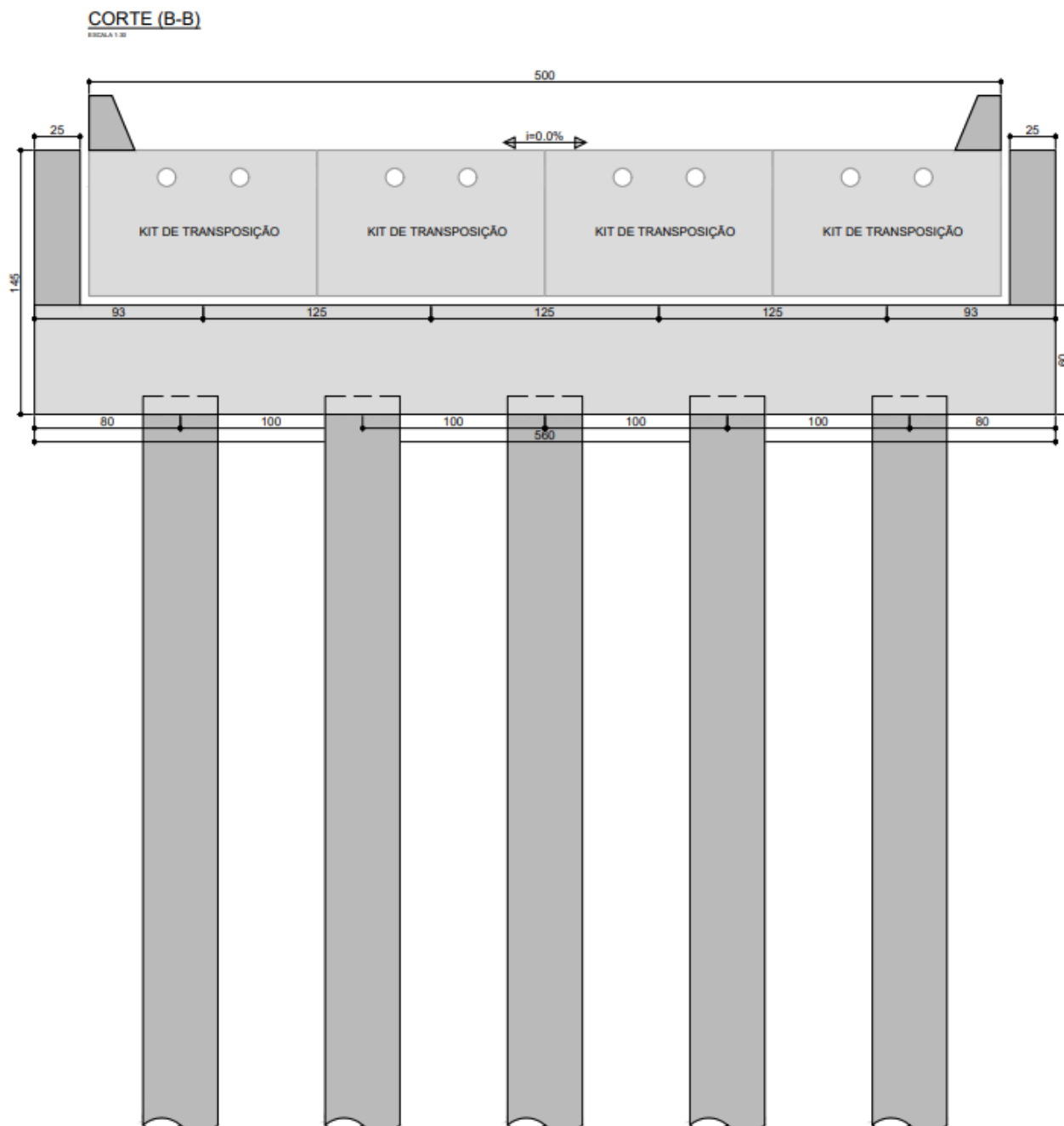
A tensão máxima resistente da cordoalha deve verificar as seguintes desigualdades:

$$\sigma_{pi} \leq 0,74 f_{ptk} = 0,74 \times 1.900 = 1.406 \text{ MPa} = 140,6 \text{ kN/cm}^2 \text{ ou}$$

$$\sigma_{pi} \leq 0,82 f_{pyk} = 0,82 \times 1.710 = 1.4022 \text{ MPa} = 140,2 \text{ kN/cm}^2$$

## 1.5 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA SUPERESTRUTURA

A seguir é ilustrada a seção transversal típica da ponte:

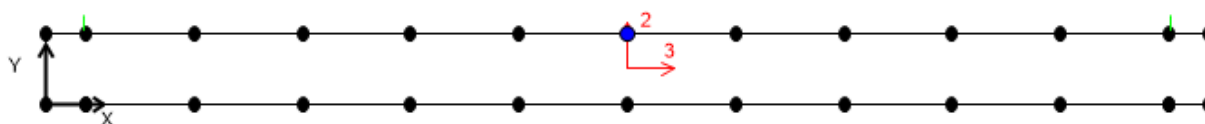




### 1.5.1 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS\*:

\*unidades: (kN - m - °C)

O tabuleiro completo possui as seguintes propriedades geométricas:



A	8,26
J	1,3004
I33	0,3373
I22	95,8435
I23	0,
AS2	6,8834
AS3	6,8834
S33(+face)	0,9637
S33(-face)	0,9637
S22(+face)	16,2447
S22(-face)	16,2447
Z33	1,4455
Z22	24,367
r33	0,2021
r22	3,4064
Xcg	5,9
Ycg	0,35
Xpna	5,9
Ypna	0,35



## 1.6 CARREGAMENTOS

### 1.6.1 CARGAS PERMANENTES (g)

**a) Peso próprio da longarina**

$$PP_{\text{viga}} = (0,444\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3) = 11,1\text{kN/m}$$

**b) Peso da transversina:**

$$PP_{\text{transversina}} = (0,924\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3) = 23,1\text{kN/extremidade de viga}$$

**c) Peso da laje:**

$$PP_{\text{laje}} = 0,21\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 5,25\text{kN/m}^2$$

**d) Peso da pavimentação:**

$$PP_{\text{laje}} = 0,05\text{m} \times 24\text{kN/m}^3 + 2\text{kN/m}^3 = 3,2\text{kN/m}^2$$

**e) Peso do guarda rodas**

$$PP_{\text{gr}} = (0,23\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3) = 5,75\text{kN/m}$$

**f) Peso do guarda corpo**

$$PP_{\text{gcorpo}} = 1\text{kN/m}$$

**g) Peso próprio da travessa central (viga de apoio):**

$$PP_{\text{trav.central}} = (0\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3) = 0\text{kN/m}$$

**h) Peso próprio da travessa do encontro**

$$PP_{\text{trav.encontro}} = (3,35\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3) = 83,75\text{kN/m}$$

**i) Peso próprio das alas**

$$PP_{\text{alas}} = 1,13\text{m}^3 \times 25\text{kN/m}^3 = 28,13\text{kN/ala}$$

$$\text{Mala} = 28,13\text{kN.m}$$

**j) Peso laje de aproximação + camada de 50cm de solo**

$$PP_{\text{lajeaprox}} = (4\text{m} \times 0,25\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 + 4\text{m} \times 0,5\text{m} \times 18\text{kN/m}^3) / 2 = 30,5\text{kN/m}$$

**k) Peso próprio do pilar**

$$PP_{\text{pilar}} = 3,1415 \times (1,2)^2 / 4 \times 25\text{kN/m}^3 = 28,27\text{kN/m}$$

### 1.6.2 CARGAS VARIÁVEIS

**a) Frenagem**

Veículo:

T45

Carga multidão:  $p = 5\text{kN/m}^2$

Carga móvel do caminhão:  $P = 450\text{kN}$

Largura da pista: 23,6m

Comprimento da pista: 19m



$$F1 = 0.3 \times 450 = 135\text{kN}$$

$$F2 = 0.05 \times 15,38 \times 23,6 \times 19 = 344,73\text{kN}$$

$$F3 = 0.25 \times 20,75 \times 23,6 = 122,43\text{kN}$$

**b) Força longitudinal devida às deformações lentas e variação térmica (Creep)**

Considerou-se, de forma simplificada, que as cargas horizontais causadas por esses fenômenos sejam equivalentes a 3% do peso total da superestrutura:

$$F_{\text{long}} = 3\% \times 891,04 = 26,73 \text{ kN/pilar}$$

<b>c) Vento NBR 6123</b>		<b>NBR Antiga (Usual)</b>	
S1=	1		
categoria=	1		
classe=	B		
S3=	1,1		
Coef. de força (Cf)=	1,4		
Velocidade básica=	45,0m/s		
z=	10m		
S2=	1,09		
Área de influência =	90,00m <sup>2</sup>	<b>Descarregada</b>	<b>Carregada</b>
Vk=	53,96m/s	3,00m	4,20m
qv=	2,50kN/m <sup>2</sup>	1,50kN/m <sup>2</sup>	1,00kN/m <sup>2</sup>
Fvento =	224,85kN	4,50kN/m	4,20kN/m
	11,83kN/m		

### 1.6.3 CARGAS MÓVEIS (q)

Trem-Tipo da NBR 7188/13 – Classe 45.

Carregamento de “Multidão” - de acordo com a NBR 7188/13.

Transporte de Carga Especial de acordo com NBR 7188/13 TB512.



## 1.7 COMBINAÇÕES DE CARGA

As combinações de carga consideradas são as seguintes:

Considerando:

- $g_1$  = permanentes de primeira fase;
- $g_2$  = permanentes de segunda fase;
- $q$  = cargas móveis;
- $P_0$  = Força de protensão inicial;
- $P_\infty$  = Força de protensão a tempo infinito.

Estado limite de serviço(ELS).

Combinação 1:  $0,8g_1 + P_0$   
(Combinação especial de transporte, sob supervisão)

Combinação 2:  $g_1 + P_0$   
(Combinação especial de estocagem ou repouso, sob supervisão)

Combinação 3:  $g_1 + \text{peso da laje} + P_0$  (sem considerar a contribuição geométrica da laje)  
(Combinação de estado em vazio→ações permanentes)

Combinação 4:  $g_1 + g_2 + P_\infty$   
(Combinação de estado em vazio→ações permanentes)

Combinação 5:  $g_1 + g_2 + 0,3 \cdot \varphi \cdot q + P_0$   
(Combinação quase-permanente)

Combinação 6:  $g_1 + g_2 + 0,5 \cdot \varphi \cdot q + P_\infty$   
(Combinação freqüente)

Combinação 7:  $g_1 + g_2 + \varphi \cdot q + P_\infty$   
(Combinação rara)

O coeficiente Impacto Vertical é calculado através da fórmula:

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

O coeficiente de numero de faixas é calculado através da fórmula:

$$CNF = 1 - 0,056 * (n - 2) \geq 0,9$$

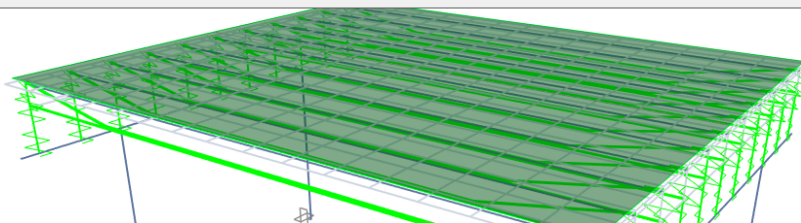
Estado Limite Ultimo (ELU).

$$Md = 1,35 \cdot (M_{g1} + M_{g2}) + 1,5 \cdot CIV * CNF \cdot M_q$$

## 1.8 HIPÓTESES DE POSICIONAMENTO PARA A CARGA MÓVEL

A obtenção dos carregamentos máximos para dimensionamento dos elementos estruturais teve como base a obtenção da envoltória de solicitações a partir do posicionamento do TB45 variando por todas as posições possíveis da pista de rodagem, já prevendo um futuro alargamento da O.A.E , com a pista sobrepondo os passeios.

Vehicle Name: TB45  
Design Type: Vehicle Live  
Units: KN, m, C  
Source: User Defined  
Convert to User Defined  
Notes...  
Length Effects  
Axle: User  
Uniform: User  
Vehicle Location in Lane  
 Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only  
Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully in Lane (In Lane Longitudinal Direction)  
Usage  
 Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses  
Min Dist Allowed From Axle Load  
Lane Exterior Edge: 0,   
Lane Interior Edge: 0,   
Center of Gravity  
Height - Axle Loads: 0,   
Height - Uniform Loads: 0,   
OK Cancel  
Load Plan  
Load Elevation  
Modify/Show Loads  
Vertical Loading... Horizontal Loading...





## 1.9 VERIFICAÇÃO DA LONGARINA DE 20,00m

### Peso próprio da Longarina

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
100	DEAD	108,20	-6,62	104,39
200	DEAD	96,82	-3,59	190,08
300	DEAD	85,42	-1,91	265,56
400	DEAD	74,02	-1,37	330,68
500	DEAD	62,61	-1,13	385,08
600	DEAD	51,20	-0,97	428,60
700	DEAD	39,79	-0,78	461,17
800	DEAD	28,38	-0,55	482,80
900	DEAD	16,97	-0,29	493,49
1000	DEAD	5,55	0,00	493,24

### Peso próprio da laje + Transversinas(Fase não colaborante):

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
100	PP-LAJE+TRANS	129,80	-17,21	125,93
200	PP-LAJE+TRANS	115,59	-15,57	235,58
300	PP-LAJE+TRANS	101,26	-13,57	331,42
400	PP-LAJE+TRANS	86,85	-11,86	413,37
500	PP-LAJE+TRANS	72,40	-10,05	481,44
600	PP-LAJE+TRANS	57,92	-8,14	535,66
700	PP-LAJE+TRANS	43,44	-6,16	576,12
800	PP-LAJE+TRANS	28,96	-4,13	602,90
900	PP-LAJE+TRANS	14,48	-2,07	616,05
1000	PP-LAJE+TRANS	0,00	0,00	615,61

**Permanentes de segunda fase: Pavimentação + Sobre Carga +Guarda Rodas**

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
100	PAV+SC+GR	106,96	-39,48	94,09
200	PAV+SC+GR	94,81	-40,44	182,24
300	PAV+SC+GR	82,69	-37,50	258,77
400	PAV+SC+GR	70,60	-33,32	322,86
500	PAV+SC+GR	58,60	-28,34	375,33
600	PAV+SC+GR	46,70	-22,96	416,60
700	PAV+SC+GR	34,92	-17,35	447,08
800	PAV+SC+GR	23,22	-11,62	467,04
900	PAV+SC+GR	11,60	-5,83	476,64
1000	PAV+SC+GR	0,00	0,00	475,97

**Carga móvel (Moving load)**

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
100	TB45	410,59	146,02	384,32
200	TB45	376,71	168,17	713,41
300	TB45	344,53	170,33	990,42
400	TB45	314,19	164,31	1215,87
500	TB45	285,74	153,42	1394,31
600	TB45	259,05	139,94	1539,98
700	TB45	233,79	125,25	1653,90
800	TB45	209,73	110,26	1728,08
900	TB45	186,71	95,69	1764,19
1000	TB45	164,60	82,70	1763,08

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
100	TB45	-410,59	-146,02	-61,48
200	TB45	-376,71	-168,17	-3,29
300	TB45	-344,53	-170,33	-7,08
400	TB45	-314,19	-164,31	-11,15
500	TB45	-285,74	-153,42	-16,48
600	TB45	-259,05	-139,94	-21,26
700	TB45	-233,79	-125,25	-25,20
800	TB45	-209,73	-110,26	-28,06
900	TB45	-186,71	-95,69	-29,70
1000	TB45	-164,60	-82,70	-30,25

**1.9.1 VERIFICAÇÃO À FLEXPRESSÃO E CORTANTE PARA C.P.**

A verificação baseia-se, no que se refere às características mecânicas dos materiais e aos procedimentos de cálculo, nas normas técnicas vigentes (ver capítulo 2 "Normas de referência") considerando todas as suas indicações e limitações.



No que concerne as características estáticas e geométricas das seções reagentes, é prevista a possibilidade de que a estrutura a ser verificada seja realizada em duas diferentes fases de concretagem: a primeira geralmente coincide com a viga pré-moldada no canteiro e a segunda, com a sucessiva concretagem integrativa (laje) realizada na obra.

As características de resistência da concreto empregado nas duas fases podem ser diferentes, nesse caso usa-se um coeficiente de homogenização para a concretagem em segunda fase, equivalente à razão entre os módulos de elasticidade dos dois materiais.

No caso em estudo, as larguras de concretagem colaborante coincidem com a distância entre os eixos das longarinas; o coeficiente de homogenização entre os concretos é 0,866.

As armaduras de pré-compressão têm coeficiente de homogenização  $n$  igual a 7,54.

No que se refere às solicitações, e conseqüentemente o estado tensional, são previstas 6 diferentes fases que visam definir o estado de solicitação do elemento estrutural ao longo da sua vida útil:

I – Transporte;

II – Estocagem;

III – Primeira fase da concretagem da laje, onde age na estrutura o peso da laje mas não se considera a seção colaborante. Nessa fase são consideradas as perdas imediatas de protensão;

IV – Segunda fase de concretagem da laje, onde existe contribuição geométrica da laje no conjunto, considera-se nessa fase todas as perdas de protensão;

V – Inclusão das cargas permanentes de segunda fase;

VI – inclusão das cargas móveis, considerando combinação quase-permanente, frequente e rara.





## 1.10 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

Propriedades geométricas das vigas homogenizadas nas diferentes seções de verificação considerando a contribuição geométrica da armadura de pós-compressão:

### 1.10.1 GEOMETRIA VIGA SOZINHA, PARA VERIFICAÇÃO EM PRIMEIRA FASE (NO CANTEIRO)

SEC..	Ap (cm <sup>2</sup> )	Ach (cm <sup>2</sup> )	y <sub>b</sub> (cm)	y <sub>p</sub> (cm)	y <sub>2</sub> (cm)	ep
1,00m	23,688	4466,94	68,33	68,33	71,75	3,42
2,00m	23,688	4466,94	45,95	45,95	72,53	26,58
3,00m	23,688	4466,94	36,85	36,85	72,84	35,99
4,00m	23,688	4466,94	29,16	29,16	73,11	43,95
5,00m	23,688	4466,94	22,86	22,86	73,33	50,47
6,00m	23,688	4466,94	17,96	17,96	73,50	55,54
7,00m	23,688	4466,94	14,47	14,47	73,62	59,16
8,00m	23,688	4466,94	12,37	12,37	73,70	61,33
9,00m	23,688	4466,94	11,67	11,67	73,72	62,05
10,00m	23,688	4466,94	11,67	11,67	73,72	62,05

### 1.10.2 GEOMETRIA DA VIGA + LAJE, PARA VERIFICAÇÕES DE SEGUNDA FASE (EM EXERCÍCIO)

SEC.	Ap (cm <sup>2</sup> )	Ach (cm <sup>2</sup> )	y <sub>p</sub> (cm)	y <sub>2</sub> (cm)	ep
1,00m	23,688	7987,15	68,33	110,06	41,73
2,00m	23,688	7987,15	45,95	110,31	64,36
3,00m	23,688	7987,15	36,85	110,41	73,55
4,00m	23,688	7987,15	29,16	110,49	81,33
5,00m	23,688	7987,15	22,86	110,56	87,70
6,00m	23,688	7987,15	17,96	110,61	92,65
7,00m	23,688	7987,15	14,47	110,65	96,19
8,00m	23,688	7987,15	12,37	110,67	98,31
9,00m	23,688	7987,15	11,67	110,68	99,02
10,00m	23,688	7987,15	11,67	110,68	99,02

## 1.11 CÁLCULO DAS PERDAS:

### 1.11.1 PERDAS DE PRIMEIRA FASE (VIGA NO CANTEIRO)

Seção	Acom. An-coragem	Def. imedia-ta	Relax. Aço	Perdas progressivas		TOTAL (primeira fase)
				borda super.	borda infer.	
1,00m	4,17%	1,79%	2.20%	2,23%	2,23%	14,72%
2,00m	4,17%	2,84%	2.20%	1,94%	2,40%	15,94%
3,00m	4,17%	3,21%	2.20%	1,84%	2,45%	16,35%
4,00m	4,17%	3,52%	2.20%	1,75%	2,48%	16,69%
5,00m	4,17%	3,77%	2.20%	1,68%	2,50%	16,97%
6,00m	4,17%	3,96%	2.20%	1,62%	2,52%	17,17%
7,00m	4,17%	4,10%	2.20%	1,58%	2,52%	17,32%
8,00m	4,17%	4,18%	2.20%	1,56%	2,53%	17,40%
9,00m	4,17%	4,20%	2.20%	1,56%	2,53%	17,42%
10,00m	4,17%	4,20%	2.20%	1,56%	2,53%	17,43%

### 1.11.2 PERDAS DE SEGUNDA FASE (VIGA EM EXERCÍCIO)

Seção	Relax. Aço	Perdas progressivas		TOTAL (segunda fase)
		borda super.	borda infer.	
1,00m	5.00%	6,94%	6,93%	11,93%
2,00m	5.00%	6,68%	6,99%	11,99%
3,00m	5.00%	6,56%	6,98%	11,98%
4,00m	5.00%	6,46%	6,96%	11,96%
5,00m	5.00%	6,37%	6,94%	11,94%
6,00m	5.00%	6,30%	6,92%	11,91%
7,00m	5.00%	6,25%	6,90%	11,89%
8,00m	5.00%	6,22%	6,89%	11,88%
9,00m	5.00%	6,21%	6,88%	11,88%
10,00m	5.00%	6,21%	6,88%	11,88%

### 1.11.3 VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES NO E.L.S:

Nas tabelas seguintes, a primeira coluna indica a seção analisada,  $\sigma_s$  e  $\sigma_i$  (em kN/cm<sup>2</sup>) representam respectivamente as tensões na borda superior e inferior da viga pré-moldada.

As tensões máximas admissíveis para cada caso estão indicadas acima das tabelas:

Combinação A:  $0,8g_1 + P_0$

(Combinação especial de transporte, sob supervisão)

$\sigma_{c,lim} = -0,7 f_{ck} = -0,7 \times 30 = -21,00 \text{ MPa} = -2,181 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{t,lim} = 1,2 f_{tk} = 1,2 \times 2,9 = 3,48 \text{ MPa} = 0,356 \text{ kN/cm}^2$



Seção	$\sigma_s$	$\sigma_i$
1,00m	-0,625	-0,643
2,00m	-0,222	-1,003
3,00m	-0,086	-1,128
4,00m	<b>0,026</b>	-1,233
5,00m	<b>0,115</b>	-1,318
6,00m	<b>0,183</b>	-1,384
7,00m	<b>0,231</b>	-1,430
8,00m	<b>0,258</b>	-1,456
9,00m	<b>0,265</b>	-1,464
10,00m	<b>0,265</b>	-1,464

Combinação B:  $g_1 + P_0$

(Combinação especial de estocagem ou repouso, sob supervisão)

Seção	$\sigma_s$	$\sigma_i$
1,00m	-0,639	-0,629
2,00m	-0,248	-0,978
3,00m	-0,122	-1,094
4,00m	-0,019	-1,190
5,00m	<b>0,063</b>	-1,269
6,00m	<b>0,126</b>	-1,328
7,00m	<b>0,169</b>	-1,370
8,00m	<b>0,193</b>	-1,394
9,00m	<b>0,199</b>	-1,399
10,00m	<b>0,199</b>	-1,400

Combinação C:  $g_1 + \text{peso da laje} + P_0$  (sem considerar a contribuição geométrica da laje)

(Combinação de estado em vazio → ações permanentes)

Seção	$\sigma_s$	$\sigma_i$
1,00m	-0,726	-0,550
2,00m	-0,409	-0,828
3,00m	-0,348	-0,881
4,00m	-0,299	-0,924
5,00m	-0,262	-0,957
6,00m	-0,236	-0,981
7,00m	-0,219	-0,996
8,00m	-0,213	-1,002
9,00m	-0,216	-0,999
10,00m	-0,215	-1,000

#### 1.11.4 VERIFICAÇÕES DE 2º FASE

Combinação A:  $g_1 + \text{peso da laje} + P_\infty$  (considerando a contribuição geométrica da laje)

$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 35 = -17,5 \text{ MPa} = -1,75 \text{ kN/cm}^2$



Seção	$\sigma_s$	$\sigma_i$
1,00m	-0,118	-0,546
2,00m	-0,053	-0,653
3,00m	-0,049	-0,658
4,00m	-0,046	-0,660
5,00m	-0,044	-0,662
6,00m	-0,043	-0,662
7,00m	-0,043	-0,660
8,00m	-0,044	-0,657
9,00m	-0,046	-0,653
10,00m	-0,046	-0,654

Combinação B:  $g_1 + g_2 + P_\infty$

(Combinação incluindo cargas permanentes de segunda fase)

$$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 35 = -17,5 \text{MPa} = -1,75 \text{kN/cm}^2$$

Seção	$\sigma_s$	$\sigma_i$
1,00m	-0,139	-0,507
2,00m	-0,094	-0,577
3,00m	-0,107	-0,549
4,00m	-0,118	-0,525
5,00m	-0,128	-0,504
6,00m	-0,137	-0,487
7,00m	-0,144	-0,473
8,00m	-0,149	-0,461
9,00m	-0,153	-0,453
10,00m	-0,153	-0,454

Combinação C:  $g_1 + g_2 + 0,3q + P_\infty$

(Combinação quase-permanente)(Tração na Região com As' para momento negativo)

$$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 35 = -17,5 \text{MPa} = -1,75 \text{kN/cm}^2$$

Seção	$\sigma_s$	$\sigma_i$
1,00m	-0,172	-0,446
2,00m	-0,155	-0,464
3,00m	-0,192	-0,393
4,00m	-0,222	-0,333
5,00m	-0,247	-0,283
6,00m	-0,268	-0,243
7,00m	-0,284	-0,210
8,00m	-0,296	-0,187
9,00m	-0,303	-0,173
10,00m	-0,303	-0,174

Combinação C1:  $g_1 + g_2 + 0,5q + P_\infty$

(Combinação freqüente)

$$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 35 = -17,5 \text{MPa} = -1,75 \text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{t,lim} = 1,2 f_{tk} = 3,36 \text{MPa} = 0,336 \text{kN/cm}^2$$



Seção	$\sigma_s$	$\sigma_i$
1,00m	-0,194	-0,406
2,00m	-0,196	-0,389
3,00m	-0,248	-0,288
4,00m	-0,291	-0,204
5,00m	-0,326	-0,136
6,00m	-0,355	-0,080
7,00m	-0,378	-0,035
8,00m	-0,394	-0,005
9,00m	-0,403	0,013
10,00m	-0,403	0,012

### 1.11.5 VERIFICAÇÃO NO E.L.U DA SEÇÃO NO MEIO DO VÃO SOB AÇÃO DE CARREGAMENTOS COMBINADOS:

ELU	
$\varepsilon_{pré} =$	4,530E-03
Rpd=	3522,303 KN
Rcd=Rpd	
y=	8,374 cm
x=	10,467 cm
x/d=	0,066 <0,259 Dominio 2
MRd=	5429,506 KN.m
As passiva =	12,06cm <sup>2</sup>
MRdt=	6267,741 KN.m



## 1.12 VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO CORTANTE NA LONGARINA

### 1.12.1 CORTANTE E MOMENTO TORÇOR DE PROJETO:

SEC.	Vsdg (kN)	Vsdq (kN)	Tsdg (kN.m)	Tsdq (kN.m)	Vsd/Vrd2+ Tsd/Trd2
1,00m	1081,58	1330,00	144,51	788,9	1,00
2,00m	979,81	1694,59	171,13	788,9	0,80
3,00m	880,44	1842,70	56,22	788,9	0,55
4,00m	783,76	1968,02	60,39	788,9	0,47
5,00m	689,98	2070,56	61,71	788,9	0,41
6,00m	598,95	2150,32	61,67	788,9	0,36
7,00m	510,20	2207,28	61,14	788,9	0,31
8,00m	423,37	2241,46	60,68	788,9	0,27
9,00m	338,17	2252,86	60,72	788,9	0,23
10,00m	254,39	2252,86	62,03	788,9	0,19

### 1.12.2 VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES:

Parâmetros da seção resistente:

Seção	Area cortante (cm <sup>2</sup> )	Ø estribo (mm)	S (cm)	Asw (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	he (cm)	Ae (cm <sup>2</sup> )	ue (cm)
1,00	3116,00	10,00	10,00	1,57	164,00	10,00	4409,00	680,00
2,00	3116,00	10,00	10,00	1,57	164,00	10,00	4409,0	680,00
3,00	3116,00	10,00	12,50	1,57	164,00	10,00	4409,0	680,00
4,00	3116,00	10,00	12,50	1,57	164,00	10,00	4409,0	680,00
5,00	3116,00	10,00	20,00	1,57	164,00	10,00	4409,0	680,00
6,00	3116,00	10,00	20,00	1,57	164,00	10,00	4409,0	680,00
7,00	3116,00	10,00	20,00	1,57	164,00	10,00	4409,0	680,00
8,00	3116,00	10,00	20,00	1,57	164,00	10,00	4409,0	680,00
9,00	3116,00	10,00	25,00	1,57	164,00	10,00	4409,0	680,00
10,00	3116,00	10,00	25,00	1,57	164,00	10,00	4409,0	680,00

Verificação da armadura necessária para absorver o esforço cortante:

Seção	VRd2 (kN)	Vc0 (kN)	Mo (kN.m)	Msd,max (kN.m)	Vc (kN)	Vsw (kN)	VRd3 (kN)	Vsd (kN)
1,00	2019,17	328,00	1016,76	1014,44	656,01	1008,04	1664,05	769,02
2,00	2019,17	328,00	1540,72	1890,77	595,28	1008,04	1603,33	760,44
3,00	2019,17	328,00	1751,02	2640,89	545,49	806,43	1351,92	723,56
4,00	2019,17	328,00	1927,52	3264,14	521,70	806,43	1328,13	689,55
5,00	2019,17	328,00	2071,06	3767,96	508,29	504,02	1012,31	689,98
6,00	2019,17	328,00	2182,23	4174,13	499,49	504,02	1003,51	598,95
7,00	2019,17	328,00	2261,47	4484,76	493,40	504,02	997,42	510,20
8,00	2019,17	328,00	2309,05	4688,32	489,55	504,02	993,57	423,37
9,00	2019,17	328,00	2325,15	4787,63	487,30	403,22	890,52	338,17
10,00	2019,17	328,00	2325,13	4784,12	487,42	403,22	890,63	254,39



Verificação da armadura necessária para absorver a torção:

Seção	TRd2 (kN.m)	TRd3 (kN.m)	TRd4 (kN.m)	Tsd (kN.m)	Vsd/Vrd2+Tsd/Trd2
1,00	529,08	602,23	133,56	144,51	0,65
2,00	529,08	602,23	133,56	171,13	0,70
3,00	529,08	481,78	133,56	56,22	0,46
4,00	529,08	481,78	133,56	60,39	0,46
5,00	529,08	301,11	133,56	61,71	0,46
6,00	529,08	301,11	133,56	61,67	0,41
7,00	529,08	301,11	133,56	61,14	0,37
8,00	529,08	301,11	133,56	60,68	0,32
9,00	529,08	240,89	133,56	60,72	0,28
10,00	529,08	240,89	133,56	62,03	0,24

Os esforços solicitantes são menores que os resistentes, portanto o elemento foi verificado.



### 1.13 RESUMO DA LONGARINA:

TABELA DE PROTENSÃO DOS CABOS												
	CABOS	ORDEM DE PROTENSÃO	NÚMERO DE CORDOALHAS (CP-190RB)	BITOLA (Ømm)	ANCORAGENS ATIVAS	COMPRIMENTOS		PESO (KG)	ALONGAMENTOS DOS CABOS			PROTENSÃO
						BAINHA (Ø65mm)	CABO		LADO "A"	LADO "B"	TOTAL	
	CABO-1	2º	8	Ø 12.7 mm	2 unidades	2506cm	2686cm	166.5KG	9.01cm	9.01cm	18.02cm	1107.20kN
	CABO-2	1º	8	Ø 12.7 mm	2 unidades	2497cm	2677cm	166.0KG	8.98cm	8.98cm	17.96cm	1107.20kN
	CABO-3	3º	8	Ø 12.7 mm	2 unidades	2491cm	2671cm	165.6KG	8.95cm	8.95cm	17.91cm	1107.20kN
TOTAL	3 CABOS		24		6 unidades	7494cm	8034cm	498.09KG	26.94cm	26.94cm	53.88cm	3321.60kN

#### NOTAS SOBRE PROTENSÃO:

1. A PROTENSÃO DEVERÁ SER FEITA EM DUAS ETAPAS:

1.1 **PROTENSÃO INICIAL**, PARÂMETROS:

- FCJ  $\geq$  30 Mpa e ECJ  $\geq$  26570 Mpa
- SOMENTE APÓS 7 DIAS DA CONCRETAGEM
- PROTENDER **CABO 2**.
- TEM COMO OBJETIVO A RETIRADA DAS VIGAS DOS BERÇOS E TRANSPORTE PARA ESTOCAGEM.

1.2 **PROTENSÃO FINAL**, PARÂMETROS:

- FCK  $\geq$  40 MPA e EC  $\geq$  35400 MPA
- SOMENTE APÓS 28 DIAS DA CONCRETAGEM
- PROTENDER **CABO 1 E CABO 3**
- TEM COMO OBJETIVO O LANÇAMENTO E CONCRETAGEM DA LAJE PRINCIPAL

2. A FIXAÇÃO DOS CABOS NAS RESPECTIVAS POSIÇÕES DEVERÁ SER GARANTIDA POR MEIO DE DISPOSITIVOS APROPRIADOS PARA EVITAR O SEU DESLOCAMENTO DURANTE A CONCRETAGEM.

3. OS CABOS DEVERÃO SER PROTENDIDOS POR AMBAS AS EXTREMIDADES.

4. A PROTENSÃO FINAL DEVERÁ ANTECEDER O LANÇAMENTO E CONCRETAGEM DA LAJE, SENDO A DATA MAIS PRÓXIMA DE NO MÁXIMO 15 DIAS, A FIM DE REDUZIR AS CONTRA-FLECHAS EXCESSIVAS POR DEFORMAÇÃO LENTA DA VIGA.

5. OS CABOS DEVERÃO SER PROTENDIDOS ATÉ QUE A FORÇA TEÓRICA DE PROTENSÃO SEJA ATINGIDA PELO MACACO DE PROTENSÃO (A DISCREPÂNCIA SERÁ REVELADA PELA COMPARAÇÃO ENTRE O ALONGAMENTO TEÓRICO PREVISTO E O ALONGAMENTO VERIFICADO). A FORÇA TEÓRICA DE PROTENSÃO, EM HIPÓTESE ALGUMA, PODERÁ SER ULTRAPASSADA DURANTE A PROTENSÃO.

6. NO CASO DE OCORRÊNCIA DE DISCREPÂNCIAS SUPERIORES A 10% DO ALONGAMENTO DO CABO, DEVERÃO SER ENCAMINHADAS A ESTE PROJETISTA AS TABELAS DE PROTENSÃO CONTENDO OS DADOS VERIFICADOS "IN LOCO" (O ALONGAMENTO VERIFICADO PARA CADA CABO NO INSTANTE EM QUE A FORÇA TEÓRICA DE PROTENSÃO FOI ATINGIDA). APÓS ANÁLISE E APROVAÇÃO SERÁ LIBERADA A INJEÇÃO DE NATA DE CIMENTO NAS BAINHAS E CORTE DAS PONTAS DOS CABOS.

7. APENAS SERÃO PERMITIDAS REPROTENSÕES COM O OBJETIVO DE SE ATINGIR O ALONGAMENTO TEÓRICO COM A AUTORIZAÇÃO DA PROJETISTA.

8. OS ALONGAMENTOS OBTIDOS DEVERÃO SER ANÁLISADOS E LIBERADOS PELA FISCALIZAÇÃO CASO OCORRA QUALQUER DIFERENÇA SIGNIFICATIVA, ANTES DE EFETUAR A INJEÇÃO.

9. APÓS AS OPERAÇÕES DE PROTENSÃO, TENDO SIDO ATENDIDAS TODAS AS OBSERVAÇÕES E ESPECIFICAÇÕES, AS BAINHAS DEVERÃO SER PREENCHIDAS COM NATA DE CIMENTO.

10. PERDA MÁXIMA ADMITIDA POR ENCUNHAMENTO: 6MM

11. COEFICIENTES DE ATRITO:  $\mu = 0,20$  (CURVA);  $k = 0,002$  (RETA);

12. VOLUME DE CONCRETO POR VIGA = 12,012 m<sup>3</sup>

13. PESO POR VIGA= 30 tf

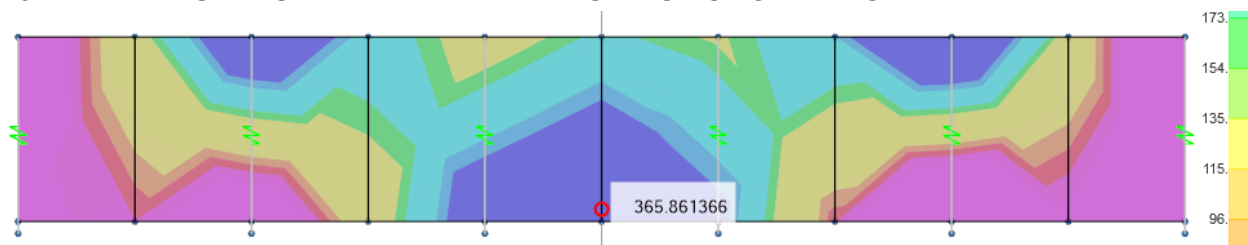
A DESFORMA PODERÁ SER FEITA 24HS APÓS A CONCRETAGEM DA VIGA



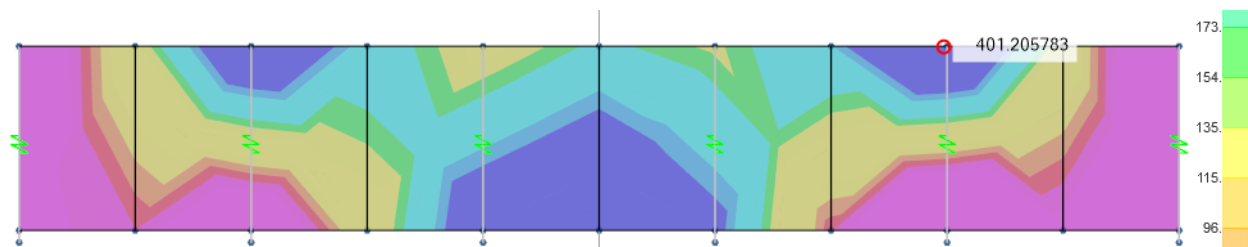
### 1.13.1 TRANSVERSINAS

As transversinas foram analisadas como elementos de placas e as suas armaduras foram definidas através da Integração dos mapas de tração das solicitações máximas.

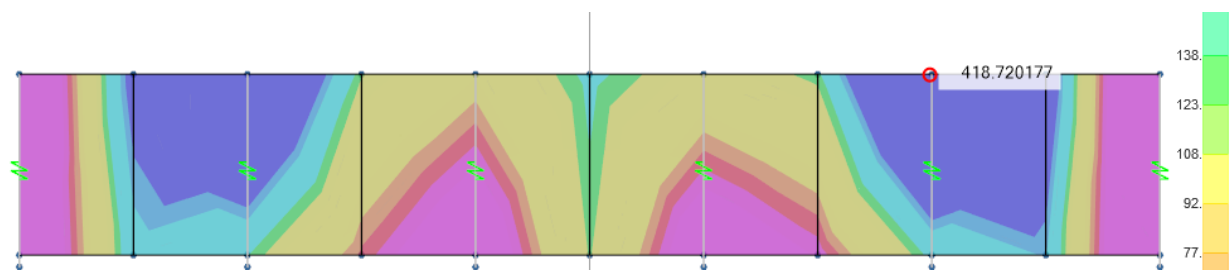
#### 1.13.1.1.1 TRANSVERSINA DE TRAVAMENTO DAS LONGARINAS



Resultante de Tração Horizontal parte inferior



Resultante de Tração Horizontal parte Superior



Envoltória de Tração Vertical/Diagonal

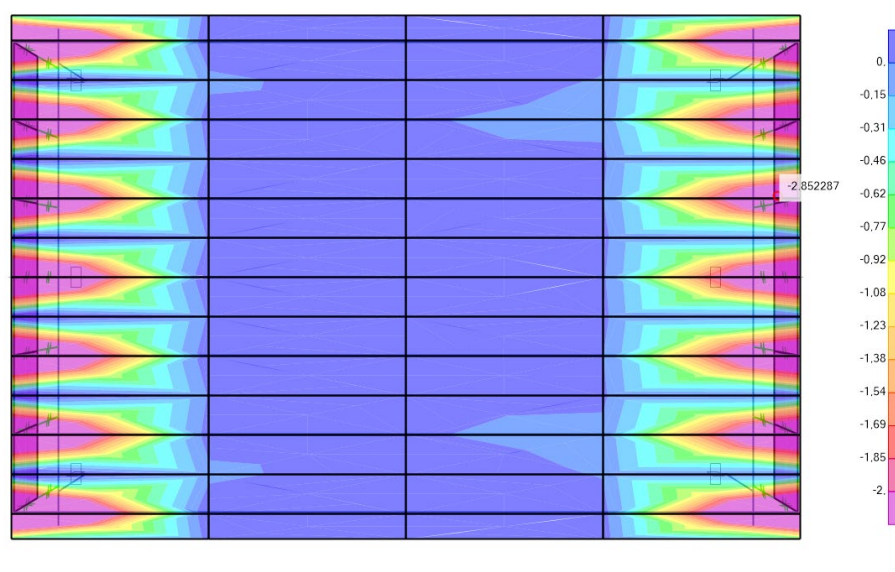
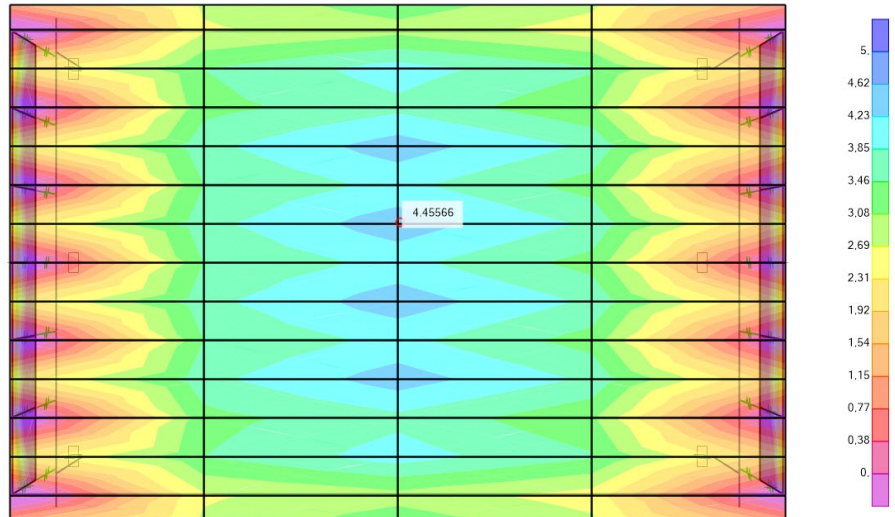
ARMADURA EM PLACAS																	
		Fck=	30	σ=	43,5	d'	5										
OBS:	H	bw	Fd +	Fd -	V <sub>sd</sub>	z+	z-	A <sub>s</sub> mínimo	A <sub>s</sub> inferior	A <sub>s</sub> superior	A <sub>s</sub> Pele	V <sub>Rd2</sub>	V. Conc.	V <sub>c</sub> = V <sub>co</sub>	V <sub>sw</sub>	A <sub>sw</sub> /s mínimo	A <sub>sw</sub> /s
	(cm)	(cm)	(kN)	(kN)	(kN)	(m)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> /m)	(kN)		(kN)	(kN)	(cm <sup>2</sup> /m)	(cm <sup>2</sup> /m)
TR. AP 1	175	30	350	350	1000	1	1	7,9	8,0	8,0	3,0	2596,6	ok	443,2	556,8	3,5	8,4
TR AP2																	

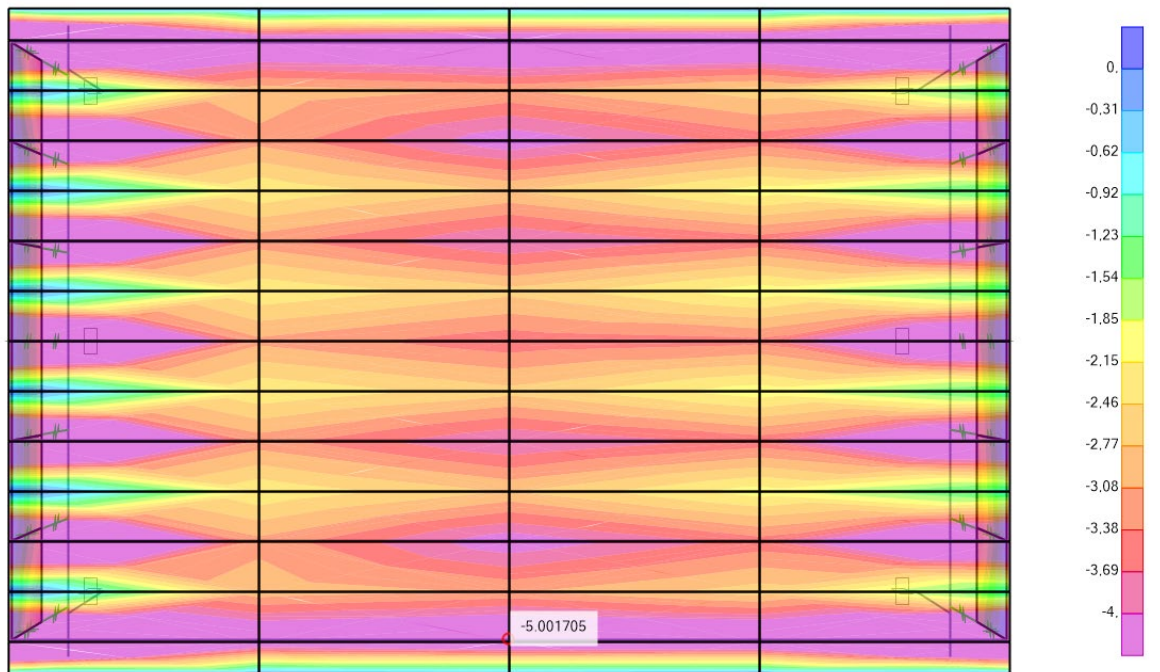
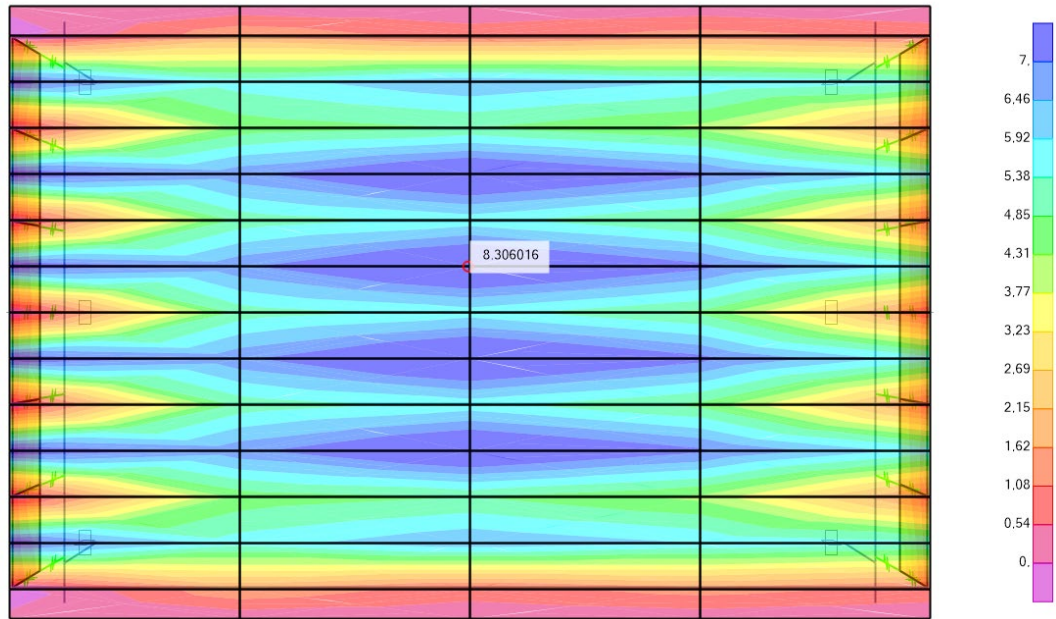
Resumo das armaduras:

- As= 7,40 cm<sup>2</sup> 4 barras de Ø 16mm
- As'= 8,00cm<sup>2</sup> → 4 barras de Ø 16mm
- Asw=3,10cm<sup>2</sup>/m <Asw<sub>min</sub> → Ø 10 c.15
- Aspele= 3,0cm<sup>2</sup>/m → Ø 10 c.20

## 1.14 LAJE

### 1.14.1 SOLICITAÇÕES







## 1.14.2 DIMENSIONAMENTO

<b>SOLICITAÇÕES</b>		<b>M22+</b>	<b>M22-</b>	<b>M11+</b>	<b>M11-</b>	<b>LC+</b>	<b>L.C-</b>
Mgk	(tfm/m)	0,50	0,50	0,50	0,50	1,00	1,00
Mqk max	(tfm/m)	3,70	2,00	1,70	0,70	4,65	4,65
Mqk min	(tfm/m)	0,50	0,50	0,50	0,50	1,00	1,00

**Propriedades dos materiais**

fck	(MPa)	30	30	30	30	30	30
fyk	(MPa)	500	500	500	500	500	500

**Propriedades da sec**

h	(cm)	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
bw	(cm)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0

**Armadura inferior**

$\phi$ (mm)	(mm)	12,5	10,0	8,0	8,0	16,0	16,0
cobrimento i	(cm)	4,00	3,00	4,00	3,00	3,00	3,00

**Armadura superior**

As'	(cm <sup>2</sup> /m)						
d'	(cm)						

**DIMENSIONAMENTO**

Md	(tfm/m)	6,23	3,68	3,23	1,73	8,33	8,33
d	(cm)	15,38	16,50	15,60	16,60	16,20	16,20
x	(cm)	3,02	1,59	1,47	0,73	3,90	3,90
As	(cm <sup>2</sup> )	10,10	5,33	4,94	2,43	13,08	13,08
As' nec.	(cm <sup>2</sup> )						

**VERIFICAÇÃO DA FADIGA**

M <sub>Dmax</sub> tensões	(tfm/m)	3,46	2,10	1,86	1,06	4,72	4,72
M <sub>Dmin</sub> tensões	(tfm/m)	0,90	0,90	0,90	0,90	1,80	1,80
$\sigma_{smax}$	(kgf/cm <sup>2</sup> )	2436	2543	2565	2731	2462	2462
$\sigma_{smin}$	(kgf/cm <sup>2</sup> )	634	1090	1241	2319	939	939
$\Delta\sigma_s$	(kgf/cm <sup>2</sup> )	1802	1453	1324	412	1523	1523
$\Delta\sigma_s$ Admissível	(kgf/cm <sup>2</sup> )	1900	1900	1900	1900	1900	1900
K		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
A <sub>scoorr.</sub>	(cm <sup>2</sup> /m)	<b>10,10</b>	<b>5,33</b>	<b>4,94</b>	<b>2,43</b>	<b>13,08</b>	<b>13,08</b>

**CONTROLE DA FISSURAÇÃO**

$\sigma_{smax}$	(kgf/cm <sup>2</sup> )	2464	2563	2584	2743	2495	2495
$\rho_{ri}$		0,007	0,005	0,005	0,004	0,008	0,008
w1	(mm)	0,13	0,12	0,09	0,11	0,17	0,17
w2	(mm)	0,31	0,38	0,31	0,35	0,36	0,36
ELS-W wI	(mm)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
K		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
A <sub>scoorr.</sub>	(cm <sup>2</sup> /m)	<b>10,10</b>	<b>5,33</b>	<b>4,94</b>	<b>2,43</b>	<b>13,08</b>	<b>13,08</b>

<b>Armadura</b>	(Ø12,5c/12,3cm)	(Ø10c/15cm)	(Ø8c/10,1cm)	(Ø8c/20,5cm)	(Ø16c/15,2cm)	(Ø16c/15,2cm)
<b>Barras</b>	9	7	10	5	7	7

**1.15 DIMENSIONAMENTO DO APARELHO DE APOIO (350x250x52)**

Carga permanente	<b>547,19</b> kN	largura do aparelho: per. eixo long. obra:	<b>350</b>
Carga acidental	<b>357,47</b> kN	comprimento do aparelho:	<b>250</b>
Fator majoração cargas vi- vas	<b>1,50</b>	espessura camada de elastômero: $t_i$	<b>8</b>
Rotação long. permanente	<b>6,61E-05</b> rad	altura total elastômero = $n \cdot t_i$	<b>32</b>
Rotação long. acidental	<b>9,69E-05</b> rad	G	<b>1</b>
Horizontal long. permanente	<b>20,00</b> kN	fyk	<b>210</b>
Horizontal long. acidental	<b>15,53</b> kN	atrito: concreto (6) ou demais (2)	<b>6</b>
Deslocamento long. permanente	<b>4,00</b> mm		
Deslocamento long. acidental	<b>0,00</b> mm		
Deslocamento total permanente			12,5 mm
Deslocamento total aciden- tal			3,3 mm
Tensão normal considerando área total do aparelho			10,34 MPa
Tensão normal com área reduzida			11,62 MPa
Tensão normal permanente com área reduzida			6,96 MPa
Tmin - deslizamento - cargas permanentes			10,7 mm
Tmin - deslizamento - cargas totais			12,1 mm
Tmin - limitação deslocamento horizontal			22,5 mm
T <sub>ímáx</sub> para estabilidade			121,03 mm
Soma das deflexões das camadas internas			2,6506 mm
Soma das deflexões das camadas de cobri- mento			0,0552 mm
Deflexão total			2,7057 mm
Rotação admissível pela análise da estabilidade			2,39E-02 rad
Rotação admissível sem considerar camadas cobrimento			2,34E-02 rad
Rotação adicional permanente pelo limite de deformação 5			9,53E-03 rad
Deformação de cisalhamento por esforços normais			2,37
Deformação de cisalhamento por esforços horizontais			0,43
Deformação de cisalhamento devida às rota- ções			0,05
Deformações totais por cisalhamento no elastômero			2,85
Deformações totais por cisalhamento no cobrimento			1,56
Espessura mínima para a chapa interna de aço			1,15 mm



espessura da chapa externa	3
espessura da chapa interna	3
cobrimento vertical	2,5
cobrimento horizontal	5
nº de aparelhos para uso	10
nº de aparelhos p/ ensaio	1

Fator de forma ti	8,79
Fator de forma cobrimento	20,10
H total	52,0
$\sigma_{\text{máx adm}}$ em area reduzida	12,5
$\sigma_{\text{mín adm}}$ em área reduzida	3
Volume Unitário	4,550
Volume Total para Compra	50,050

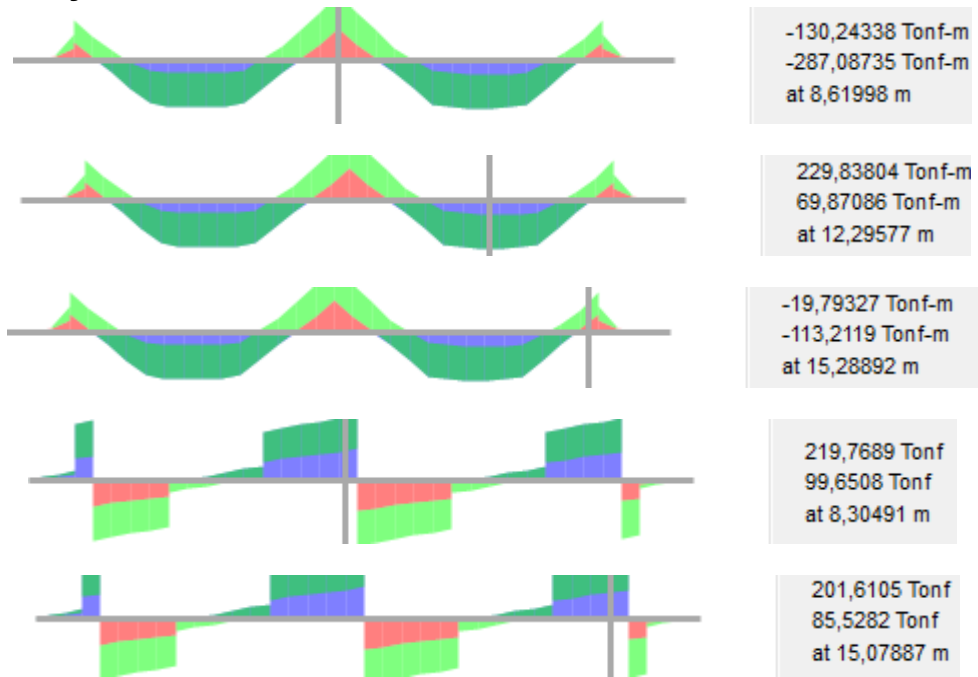
## VERIFICAÇÃO PELO UIC-CODE

Soma deflexões cam.internas	0,9497
Soma deflexões cam. cobrim.	0,0306
Deflexão total	0,9803
Rot.adm. por estabilidade (K=1)	1,68E-02
Idem, sem cam. cobrimento (K=1)	1,63E-02
Rot. adm. permanente	1,01E-02

Dimensões adotadas: 350x250x52mm

## 2 MESOESTRUTURA LADO DIREITO

### 2.1 SOLICITAÇÕES ENCONTROS





## 2.1.1 DIMENSIONAMENTO

<u>Esforços solicitantes</u>	<b>-380</b>	<b>290</b>	<b>-170</b>	<b>-290</b>	<b>230</b>	<b>-120</b>
M <sub>gk</sub> (tfm)	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00
M <sub>qk max</sub> (tfm)	210,00	150,00	100,00	150,00	110,00	60,00
M <sub>qk min</sub> (tfm)	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00

### Propriedades dos materiais

f <sub>ck</sub> (MPa)	30	30	30	30	30	30
f <sub>yk</sub> (MPa)	500	500	500	500	500	500

### Propriedades da seção

b <sub>f</sub> (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
h <sub>f</sub> (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
b <sub>w</sub> (cm)	180,00	180,00	180,00	180,00	180,00	180,00
h (cm)	150,00	150,00	150,00	150,00	150,00	150,00
b <sub>inf</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
h <sub>inf</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
espaç. barra h (cm)	5	5	5	5	5	5

### Armadura inferior

φ (mm) (mm)	20,0	20,0	20,0	20,0	16,0	16,0
barras por camada	20	20	20	20	20	20
cobrimento na (cm)	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00

### Armadura superior

A <sub>s'</sub> (cm <sup>2</sup> )						
d' (cm)						

### DIMENSIONAMENTO

M <sub>d</sub> (tfm)	382,5	292,5	217,5	292,5	232,5	157,5
d (cm)	144,0	144,0	144,0	144,0	144,2	144,2
x (cm)	10,43	7,92	5,85	7,92	6,26	4,21
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>62,92</b>	<b>47,77</b>	<b>35,31</b>	<b>47,77</b>	<b>37,74</b>	<b>25,42</b>
A <sub>s' nec.</sub> (cm <sup>2</sup> )						

### VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M <sub>Dmax</sub> tensões (tfm)	155	125,00	100,00	125,00	105,00	80,00
M <sub>Dmin</sub> tensões (tfm)	75	75,00	75,00	75,00	75,00	75,00
σ <sub>smax</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	1808	1905	2046	1905	2010	2254
σ <sub>smin</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	875	1143	1534	1143	1436	2113
Δσ <sub>s</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	933	762	511	762	574	141
Δσ <sub>s</sub> Admissível (kgf/cm <sup>2</sup> )	1850	1850	1850	1850	1900	1900
K < 1.79	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
A <sub>s,cor.</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>62,92</b>	<b>47,77</b>	<b>35,31</b>	<b>47,77</b>	<b>37,74</b>	<b>25,42</b>

### CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ <sub>smax</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	1821	1916	2055	1916	2020	2262
ρ <sub>ri</sub>	0,030	0,030	0,030	0,030	0,022	0,022
w <sub>1</sub> (mm)	0,12	0,13	0,15	0,13	0,11	0,14
w <sub>2</sub> (mm)	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12	0,14
ELS-W w <sub>k</sub> ≤ (mm)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
K	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
A <sub>s,cor.</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>62,92</b>	<b>47,77</b>	<b>35,31</b>	<b>47,77</b>	<b>37,74</b>	<b>25,42</b>

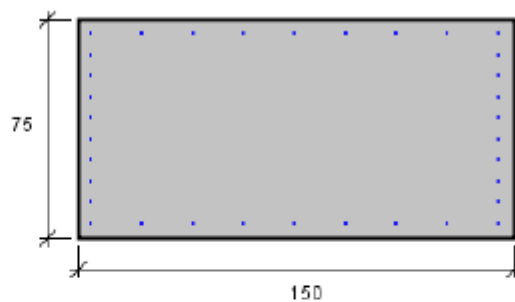
<u>Armadura sugerida</u>	(20Ø20mm)	(15Ø20mm)	(11Ø20mm)	(15Ø20mm)	(19Ø16mm)	(13Ø16mm)
CG barras (cm)	6,0	6,0	6,0	6,0	5,8	5,8
número de camadas	1	1	1	1	1	1



## 2.2 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

O dimensionamento dos pilares foi determinado a partir do pilar com maior solicitação.

### 2.2.1 DADOS GERAIS



**Armação:** 34 $\phi$ 16 mm ( $A_s = 68.36 \text{ cm}^2$ )

**Propriedade seção bruta de concreto:**

Área:  $A_c = 11250 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade:  $x_{cg} = 75 \text{ cm}$

$y_{cg} = 37.5 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg:  $I_x = 5273438 \text{ cm}^4$

$I_y = 21093750 \text{ cm}^4$

**Taxa de armadura:**  $\rho_s = 0.61 \%$

**Materiais:** Concreto  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Aço  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

**Tipo de vinculação:** Pilar em Balanço

**Comprimento:**  $L = 600 \text{ cm}$

**Índice de Esbeltez:**  $\lambda_x = 55$

$\lambda_y = 28$

## 2.2.2 DADOS DA ARMADURA

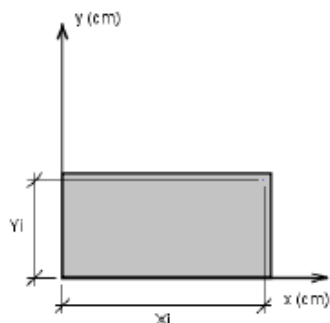


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	$\phi$ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	16.0	5	5
2	16.0	22.5	5
3	16.0	40	5
4	16.0	57.5	5
5	16.0	75	5
6	16.0	92.5	5
7	16.0	110	5
8	16.0	127.5	5
9	16.0	145	5
10	16.0	5	12.2
11	16.0	145	12.2
12	16.0	5	19.4
13	16.0	145	19.4
14	16.0	5	26.7
15	16.0	145	26.7
16	16.0	5	33.9
17	16.0	145	33.9
18	16.0	5	41.1
19	16.0	145	41.1
20	16.0	5	48.3
21	16.0	145	48.3
22	16.0	5	55.6
23	16.0	145	55.6
24	16.0	5	62.8
25	16.0	145	62.8
26	16.0	5	70
27	16.0	22.5	70
28	16.0	40	70
29	16.0	57.5	70
30	16.0	75	70
31	16.0	92.5	70
32	16.0	110	70
33	16.0	127.5	70
34	16.0	145	70

### 2.2.3 DADOS DOS ESFORÇOS DA ENVOLTORIA

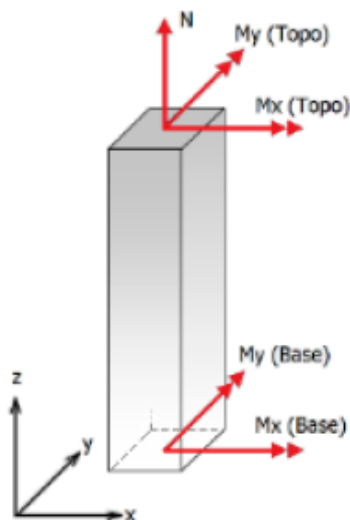


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços,  $N < 0$  para compressão

Combinação	$N_{ik}$	$M_{ik,x}(Topo)$	$M_{ik,y}(Topo)$	$M_{ik,x}(Base)$	$M_{ik,y}(Base)$
1	-4000	500	900	400	500

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

### 2.2.4 RESUMO DA VERIFICAÇÃO ELU

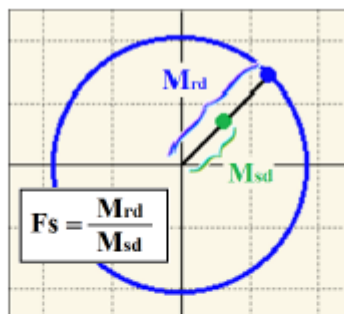


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	$N_{sd}$	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-4000	500	-900	2.83

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

### 2.2.5 EFEITO DE 2º ORDEM (MÉTODO GERAL)

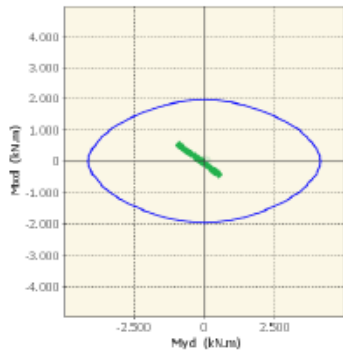


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

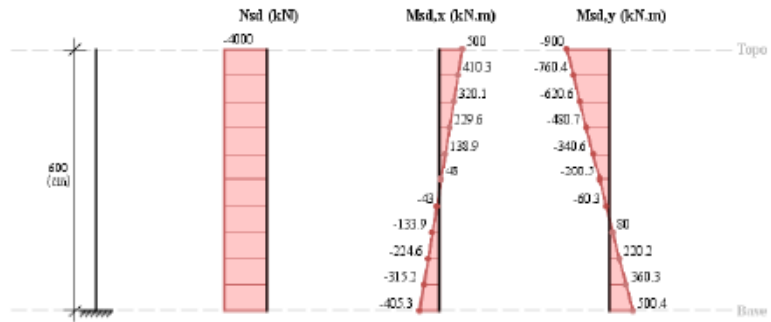


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

#### Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método Geral com relação N, M, 1/r real em cada seção)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por  $\gamma_F / \gamma_B$ , que posteriormente são majoradas por  $\gamma_B = 1.1$ .

#### Momentos em torno do eixo x:

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx



Figura: Deslocamento  $w_x$

z [m]	$M_{sd,tot,x} / \gamma_B$ [kN.m]	$1/r_x$ [ $10^2/m$ ]	$EI_{sec,x}$ [kN.m <sup>2</sup> ]	$w_y$ [m]	$M_{sd1,x}$ [kN.m]	$M_{sd2,x}$ [kN.m]	$M_{sd,tot,x}$ [kN.m]
6	454.5	0.415	1094292.14	0.00134	500	0	500
5.4	373	0.317	1178395.99	0.00141	410	0.3	410.3
4.8	291	0.236	1231103.1	0.00137	320	0.1	320.1
4.2	208.8	0.168	1241125.72	0.00124	230	-0.4	229.6
3.6	126.3	0.102	1241399.88	0.00106	140	-1.1	138.9
3	43.6	0.035	1241469.23	0.00083	50	-2	48
2.4	-39.1	-0.031	1241537.34	0.0006	-40	-3	-43
1.8	-121.7	-0.098	1241456.44	0.00037	-130	-3.9	-133.9
1.2	-204.2	-0.165	1241310.43	0.00018	-220	-4.6	-224.6
0.6	-286.5	-0.231	1240957.89	0.00005	-310	-5.2	-315.2
0	-368.5	-0.3	1226997.28	0	-400	-5.3	-405.3

#### Momentos em torno do eixo y:

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My



Figura: Deslocamento  $w_x$

z [m]	$M_{sd,tot,y} / \gamma_B$ [kN.m]	$1/r_y$ [ $10^2/m$ ]	$EI_{sec,y}$ [kN.m <sup>2</sup> ]	$w_x$ [m]	$M_{sd1,y}$ [kN.m]	$M_{sd2,y}$ [kN.m]	$M_{sd,tot,y}$ [kN.m]
6	-818.2	-0.185	4428907.08	-0.0001	-900	0	-900
5.4	-691.3	-0.144	4793210.57	-0.0002	-760	-0.4	-760.4
4.8	-564.2	-0.112	5021563.55	-0.00026	-620	-0.6	-620.6
4.2	-437	-0.086	5063798.55	-0.00027	-480	-0.7	-480.7
3.6	-309.7	-0.061	5064897.14	-0.00025	-340	-0.6	-340.6
3	-182.2	-0.036	5065175.06	-0.00021	-200	-0.5	-200.5
2.4	-54.8	-0.011	5065448	-0.00016	-60	-0.3	-60.3
1.8	72.7	0.014	5065123.79	-0.0001	80	0	80
1.2	200.2	0.04	5064538.73	-0.00005	220	0.2	220.2
0.6	327.6	0.065	5063126.04	-0.00001	360	0.3	360.3
0	454.9	0.091	4976784.77	0	500	0.4	500.4

### 3 INFRAESTRUTURA

#### 3.1 CARGA NAS FUNDAÇÕES (BLOCOS)

Joint Object	7535	Joint Element	7535
	1	2	3
Force	3209,274	98,458	-36,061
Moment	-1,283	235,207	214,713

Solicitações Máximas para Blocos dos Encontros.

Joint Object	7523	Joint Element	7523
	1	2	3
Force	6319,899	256,77	-62,55
Moment	-25,504	1248,398	529,69

Solicitações Máximas para Blocos Intermediários.

#### 3.2 CARGA NAS FUNDAÇÕES (ESTACAS)

Joint Object	7535	Joint Element	7535
	1	2	3
Force	2281,249	68,318	-24,42
Moment	-0,852	159,283	149,777

Solicitações Máximas para estacas dos Encontros.

Joint Object	7523	Joint Element	7523
	1	2	3
Force	4525,108	179,49	-41,047
Moment	-17,016	847,906	371,534

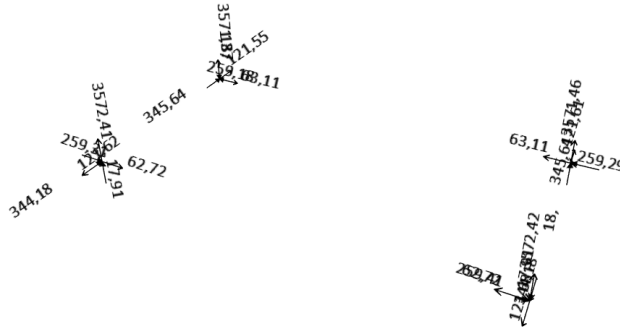
Solicitações Máximas para estacas Intermediárias



### 4 INFRAESTRUTURA

#### 4.1 BLOCO DE COROAMENTO

##### 4.1.1 SOLICITAÇÕES



Força	3572,41	121,618	62,721
Moment	17,91	-344,178	259,305

##### 4.1.2 DIMENSIONAMENTO

DADOS:		COORDENADAS (cm)		BLOCOS DE COROAMENTO		SOLICITAÇÕES CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS																													
PILAR: $\phi = 100\text{cm}$ $a = 100\text{cm}$ $b = 75\text{cm}$ ESTACAS $\phi = 41\text{cm}$ $a = 0\text{cm}$ $b = 0\text{cm}$ $F_{ck} = 30\text{MPa}$ COBRIMENTO: $d' = 5\text{cm}$ $h' = 10\text{cm}$ ARMADURA DO PILAR diâm. = 20mm Diâm. Agré = 2,5cm		x y 1 65 -65 2 -65 -65 3 -65 65 4 65 65 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16	x y 1 65 -65 2 -65 -65 3 -65 65 4 65 65		<table border="1"> <thead> <tr> <th>E</th> <th>Nk</th> <th>MKx</th> <th>Mky</th> <th>R.A</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>N1</td> <td>678kN</td> <td>-100kN</td> <td>100kN</td> <td>678kN</td> </tr> <tr> <td>N2</td> <td>678kN</td> <td>-100kN</td> <td>-100kN</td> <td>478kN</td> </tr> <tr> <td>N3</td> <td>678kN</td> <td>100kN</td> <td>-100kN</td> <td>678kN</td> </tr> <tr> <td>N4</td> <td>678kN</td> <td>100kN</td> <td>100kN</td> <td>878kN</td> </tr> </tbody> </table>	E	Nk	MKx	Mky	R.A	N1	678kN	-100kN	100kN	678kN	N2	678kN	-100kN	-100kN	478kN	N3	678kN	100kN	-100kN	678kN	N4	678kN	100kN	100kN	878kN	$F_{\text{maxi}} = \frac{Nd}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$				
E	Nk	MKx	Mky	R.A																															
N1	678kN	-100kN	100kN	678kN																															
N2	678kN	-100kN	-100kN	478kN																															
N3	678kN	100kN	-100kN	678kN																															
N4	678kN	100kN	100kN	878kN																															
SOLICITAÇÕES Nk = 2600 kN M <sub>kx</sub> = 260 kN.m M <sub>ky</sub> = 260 kN.m		BLOCO Nd = 3600 kN M <sub>dx</sub> = 350 kN M <sub>dy</sub> = 360 kN Total = 110 kN		L = 2,0 m h = 1,1 m b = 2,0 m		Nmax x=65 y=65 927,50kN 134,62kN 138,46kN 1200,58 kN																													
<b>1) DEFINIÇÃO DA ALTURA ÚTIL E ALTURA TOTAL DO BLOCO</b> Condição 1: $e \geq 130\text{cm}$ $d \geq 30\text{cm}$ $35\text{cm} \leq d \leq 130,0\text{cm}$ Condição 2 (Ancoragem da armadura do pilar no bloco): $d \geq 76\text{cm}$ <b>VALOR ADOOTADO H= 110cm</b> ADOTAR: $d=95\text{cm}$ $h = 110\text{cm}$		<b>2a) VERIFICAÇÃO DA INCLINAÇÃO DA BIELA</b> $B = 90,00\text{cm}$ $\text{ângulo } \beta = 0,81\text{rad}$ $\text{ângulo } \beta = 46,5^\circ (35^\circ < \beta < 50^\circ)$		<b>4) DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA</b> $\alpha \geq 0,79\text{rad}$ $\alpha = 45,0^\circ$ $T_{id} = 1137,39\text{kN}$ $F1 (\text{em } x) = 804,26\text{kN}$ $F1 (\text{em } y) = 804,26\text{kN}$ $A_s = 26,15\text{cm}^2$ $\phi \text{ usado} = 20\text{mm}$ <b>Feixes</b> 1 9 barras espaçamen 6,2cm (28,27cm <sup>2</sup> )		35cm Faixa armad. 49cm espaçamento máximo: $\leq 220\text{cm}$ $\leq 20\text{cm}$ espaçamento mínimo: $\geq 4,0\text{cm}$ $\geq 4,0\text{cm}$ $\geq 5,0\text{cm}$																													
<b>3) VERIFICAÇÃO DAS BIELAS</b> a) Na região das estacas: $\sigma_{\text{at}} = 4,31\text{ MPa} < 18\text{ MPa}$ b) Na região dos pilares: $\sigma_{\text{at}} = 12,15\text{ MPa} < 30\text{ MPa}$		<b>5) ANCORAGEM</b> $\ell_{\text{disponível}} \geq 19\text{cm}$ $\ell_{\text{enc}} = 50,3\text{cm}$ <b>usar barra dobrada</b> Cálculo do Raio interno da dobra: $Ri = 15,0\text{cm}$ Cálculo do comprimento de ancoragem reto: $\ell_{\text{enc reto}} \geq 70,3\text{cm}$ Cálculo do trecho reto vertical: <b>trecho reto vertical = 45,1cm ok</b> $R=15,0\text{cm}$		<b>6) ARMADURA DE PELE</b> $t = 15,00\text{cm}$ B= 200cm $s \leq 20,00$ $AsL1 \geq 7,81\text{cm}^2$ $AsL2 \geq 3,27\text{cm}^2$ ← Norma Antiga $AsL3 \geq 15,00\text{cm}^2$		<b>7) ARMADURA DE SUSPENSÃO</b> Asusp = 9,96cm <sup>2</sup> <b>ADOTAR!</b>																													



## 4.2 ESTACAS

### 4.2.1 SOLICITAÇÕES

SOLICITAÇÕES CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS				
<i>E</i>	<i>Nk</i>	<i>MKx</i>	<i>Mky</i>	<i>R.A</i>
N1	678kN	-100kN	100kN	678kN
N2	678kN	-100kN	-100kN	478kN
N3	678kN	100kN	-100kN	678kN
N4	678kN	100kN	100kN	878kN

## 4.3 SONDAGEM

As sondagens estão apresentadas no Volume de Estudos Geotécnicos.

#### 4.4 CAPACIDADE DE CARGA GEOTECNICA

Via de regra, a carga admissível da Estaca é inferior a capacidade máxima. É por essa razão que não existem cargas admissíveis de estacas centrifugadas (ou de outro tipo) tabeladas, todas são definidas a partir da capacidade de Carga Geotécnica.

Segue a Análise de Capacidade de Carga Geotécnica para a situação mais desfavorável.

ok

Licenciado para: Franklin Gratton CREA-MT:1203200200

Cota (m)	N° SPT	Tipo do solo							
		Argila Siltosa	Argila Arenosa	Silte Argiloso	Silte Arenoso	Areia Argilosa	Areia Siltosa	Areia	Areia com pedregulhos
1	2	✓							
2	2	✓							
3	2	✓							
4	2	✓							
5	2	✓							
6	28			✓					
7	26			✓					
8	9			✓					
9	10	✓							
10	17	✓							
11	30							✓	
12	30							✓	
13	30							✓	
14	30							✓	
15	50							✓	
16	50							✓	
17	50							✓	
18	50							✓	
19									
20									
21									
22									
23									
24									
25									
26									
27									

**Tipo de Estaca**

- Premoldada (concreto)
- Franki
- Hélice Contínua
- Escavadas sem revestimentos
- Escavadas com revestimentos ou lama
- Hollow Auger
- Raiz

**Comprimento total da estaca (m)** ok

15,0 m

---

**Diâmetro seção circular** \*

410,0 mm

---

**Volume base alargada (Franki) (L)**

litros

---

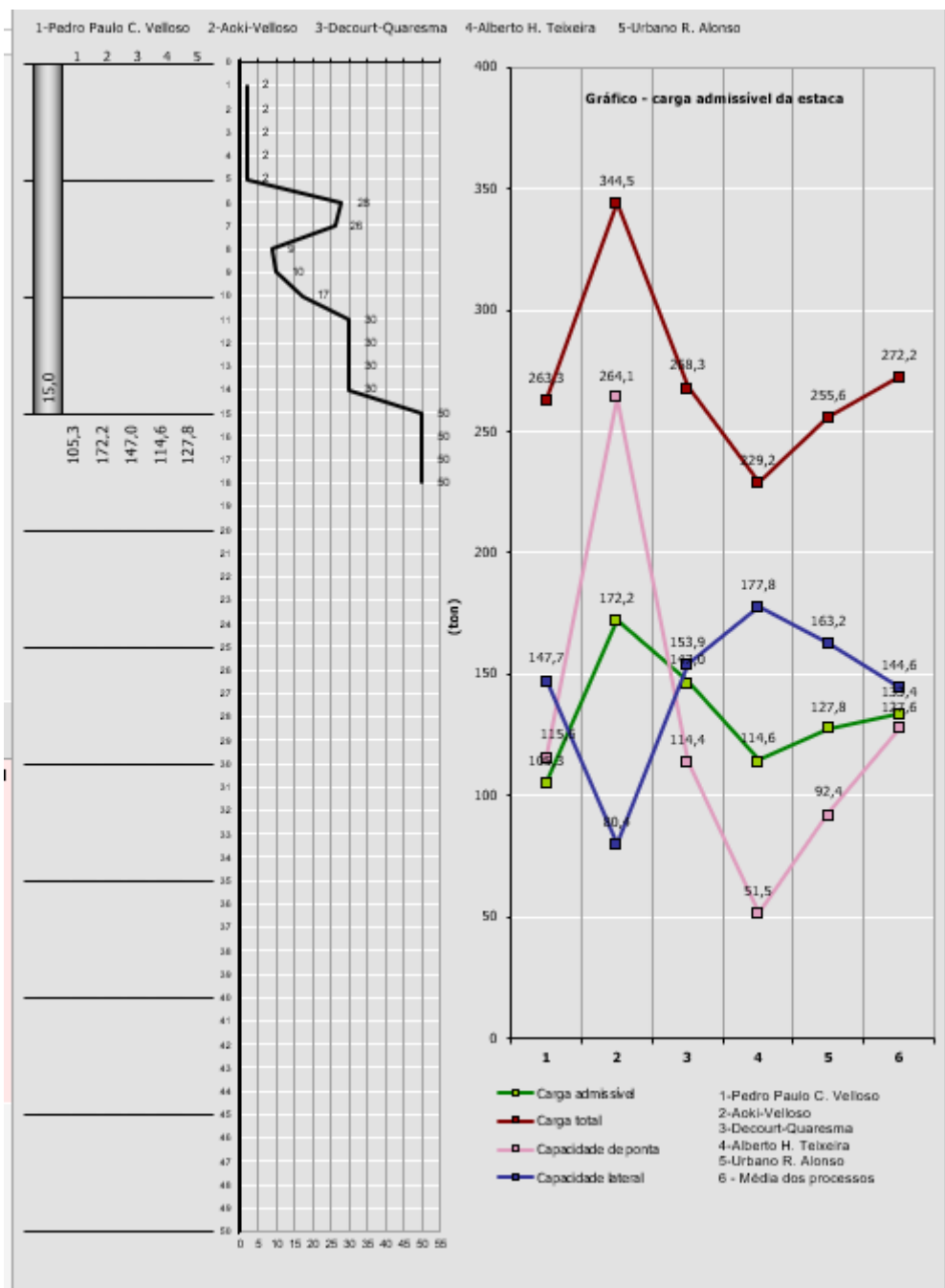
**Tipo de carregamento método "P.P.C.V"** \*

Compressão

**Resultado dos Métodos**

Carga admissível da estaca (t)				
Capacidade de carga total da estaca (t)				
Capacidade de carga resistência de ponta (t)				
Capacidade de carga atrito lateral (t)				
Pedro Paulo Costa Velloso	147,7	115,6	263,3	<b>105,3</b>
Aoki-Velloso	80,4	264,1	344,5	<b>172,2</b>
Decourt-Quaresma	153,9	114,4	268,3	<b>147,0</b>
Alberto Henriques Teixeira	177,8	51,5	229,2	<b>114,6</b>
Urbano Rodrigues Alonso	163,2	92,4	255,6	<b>127,8</b>
Média dos processos	144,6	127,6	272,2	<b>133,4</b>





Portanto as Estacas deverão ser de 41cm ancoradas 1 metro em Rocha Sã.

#### 4.5 DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO

##### Dados:

- espessura da laje: 30 cm
- espessura do pavimento: 5,0 cm
- espessura média do aterro: 45 cm
- altura média entre o pavimento e o plano médio da laje: 65 cm

##### Carga permanente:

- laje:  $0,30 \times 2,5 = 0,75 \text{ tf/m}^2$
- aterro:  $0,45 \times 1,80 = 0,81 \text{ tf/m}^2$
- pavimento:  $0,05 \times 2,4 = 0,12 \text{ tf/m}^2$
- carregamento total permanente:  $q_g = 1,68 \text{ tf/m}^2$

##### Carga móvel: Trem tipo: Classe-45

Carga de cada roda:

$$P = 7,5 \text{ tf} \quad p = \frac{7,5}{1,5 \times 1,8} = 2,77 \text{ tf/m}^2$$

Coefficiente de impacto:

Segundo NBR7188/13, Item 5.1.2.1, CIV = 1,35

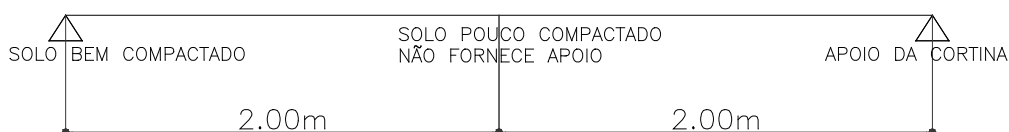
$$p = 2,77 \times 1,35 = 3,74 \text{ tf/m}^2$$

##### Momento positivo

- Esquema estático:

O momento positivo na laje de aproximação é justificado quando o apoio devido ao solo é formado na extremidade da laje de aproximação.

##### ESQUEMA ESTÁTICO ADOTADO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO



-Esforços:



- Momento devido à carga permanente:  $M_g = \frac{1,68 \times 4,0^2}{8} \Rightarrow M_g = 3,36 \text{ tfm}$

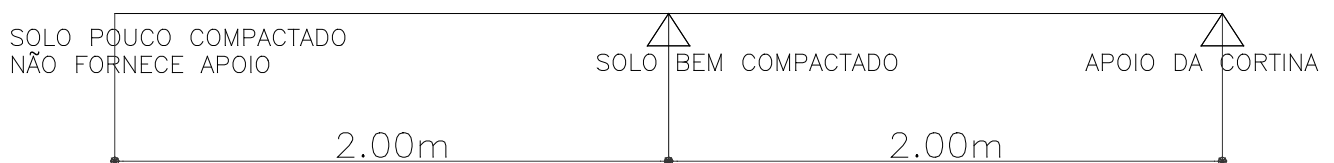
- Momento devido à carga móvel:  $M_q = \frac{3,74 \times 4^2}{8} \Rightarrow M_q = 7,5 \text{ tfm}$

- Momento de cálculo:  $M_d = 1,35 \times 3,36 + 1,5 \times 7,5 \Rightarrow \mathbf{M_d = 15,8 \text{ tfm}}$

### Momento Negativo

- Esquema estático:

O momento negativo na laje de aproximação é justificado quando o apoio devido ao solo é formado não mais na extremidade da laje, mas no meio do vão da laje de aproximação.



### Esforços:

Momento devido à carga permanente:  $M_g = \frac{1,68 \times 2,0^2}{2} \Rightarrow M_g = 3,36 \text{ tfm}$

Momento devido à carga móvel:  $M_q = \frac{3,74 \times 2^2}{2} \Rightarrow M_q = 7,5 \text{ tfm}$

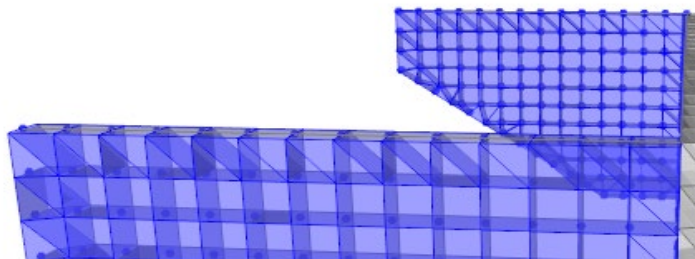
Momento de cálculo:  $M_d = 1,35 \times 3,36 + 1,5 \times 7,5 \Rightarrow \mathbf{M_d = 15,8 \text{ tfm}}$

Armadura necessária (cm <sup>2</sup> /m):	
Seção longitudinal	16,0
Seção transversal	3,2

Seção longitudinal	φ 16 c/ 12.5 = 16,00 – trecho central
Seção transversal	φ 12.5 c/ 20 = 6.25

## 4.6 ALA DOS ENCONTROS



Modelo Estrutural Utilizado para o dimensionamento das Alas

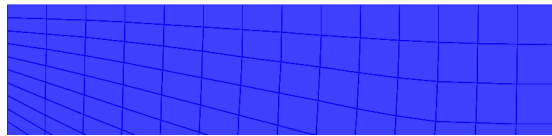
Alas são estruturas laminares, solidárias às cortinas e com geometria adequada para contenção lateral dos aterros de acesso.

As alas deverão ser projetadas de forma que contenham toda a porção de terra; sua espessura não deverá ser inferior a 25 cm e, de preferência, deverá confinar toda a laje de transição.

As alas devem ser dimensionadas para absorver, o empuxo de terra e da sobrecarga

#### 4.6.1 DESCRIÇÃO DO MODELO DA ALA

O modelo computacional da Ala consiste em uma placa engastada na cortina.



A análise foi desenvolvida com o auxílio do programa SAP2000.

##### **Características do Concreto moldado in loco (classe C30)**

- Diâmetro máximo dos agregados 25mm
- Relação água/cimento máxima 0,45
- Resistência característica à compressão  $f_{ck} = 30\text{MPa}$
- Resistência à tração admissível  $f_{tk} = 1,79\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade 30000 MPa

E.L.U.

- coeficiente de segurança  $\gamma_c = 1,4$
- resistência à compressão de cálculo  $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 21,42\text{MPa}$
- resistência à tração de cálculo  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2,14\text{MPa}$

##### **Cargas Consideradas:**

- Peso Próprio: 25 kN/m<sup>3</sup>
- Sobrecarga: Possibilidade de Instalação de um Guarda-Rodas = 5,8 kN/m
- Empuxo de Terra: Descrito no pr

#### 4.6.2 EMPUXO DE TERRA

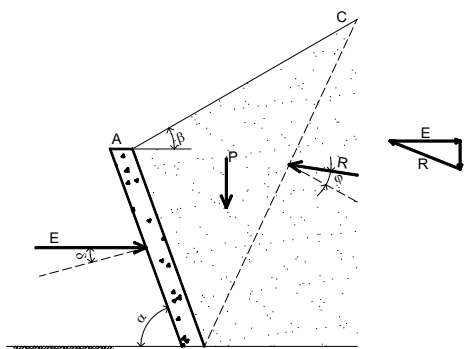
Para cálculo do empuxo de terra atuante na superestrutura das pontes ou encontros, devemos utilizar os princípios da mecânica dos solos. As teorias que abordam o problema de cálculo dos empuxos de terra foram desenvolvidos por Coulomb (1773) e Rankine (1856).

A diferença básica entre as duas teorias, é a consideração do atito entre o terrapleno e a superfície do muro, só levado em conta na teoria de Coulomb.

A NBR-7187 permite para efeito de Cálculo do empuxo de terra que se considere que o solo não tenha coesão e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura desde que as solicitações assim determinadas estejam a favor da segurança. Os parâmetros do solo para efeito de Cálculo do empuxo de terra, segundo a NBR7187 são os seguintes.

- Peso Especifico do solo úmido:  $\gamma_{\text{solo}} \geq 18 \text{ kN/m}^3$
- Ângulo de Atrito interno:  $\varphi \leq 30^\circ$

Apresentando a seguir a expressão de Coulomb que calcula o valor do coeficiente de empuxo ativo a partir dos parâmetros envolvidos no problema.



$k_a$  = Coeficiente de empuxo ativo

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Para o coeficiente de empuxo passivo a expressão é a seguinte:

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Nos casos em que  $\alpha=90^\circ$ ,  $\beta=0^\circ$  e  $\delta=0^\circ$  as expressões anteriores se reduzem as expressões de Rankine:

$$k_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$



$$kp = tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Com relação ao empuxo passivo, a NBR-7187 só permite a sua consideração quando sua ocorrência puder ser garantida ao longo de toda a vida útil da obra. Com relação ao empuxo de terra, a grande diferença entre o que a NBR-7187 e a NB-2 (norma anterior que vigorou de 1961 até 1986), diz respeito à forma de atuação dos esforços devido ao empuxo de terra nas extremidades da obra. A NB-2 considerava a atuação do empuxo de terra simultaneamente nas duas extremidades da ponte, o que conduzia a uma situação de auto equilíbrio nas pontes em tangente.

Reproduzimos abaixo o que prescreve a NBR-7187 com relação a atuação do empuxo de terra nos extremos da obra.

“Quando a superestrutura funciona como arrimo dos aterros de acesso, a ação do empuxo de terra proveniente desses aterros pode ser considerada simultaneamente em ambas as extremidades somente no caso em que não haja juntas intermediárias do tabuleiro e desde que seja feita a verificação também para a hipótese de existir a ação em apenas uma das extremidades, agindo isoladamente (sem outras forças horizontais) e para o caso de estrutura em construção.

Nos casos de tabuleiro em curva ou esconso, deve ser considerada a atuação simultânea dos empuxos em ambas as extremidades, quando for mais desfavorável.”

#### 4.6.3 CÁLCULO DO VALOR DO EMPUXO ATIVO DE TERRA

$$ka = tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$ka \rightarrow$  Coeficiente de Empuxo Ativo.

$\varphi \rightarrow$  ângulo de atrito interno.

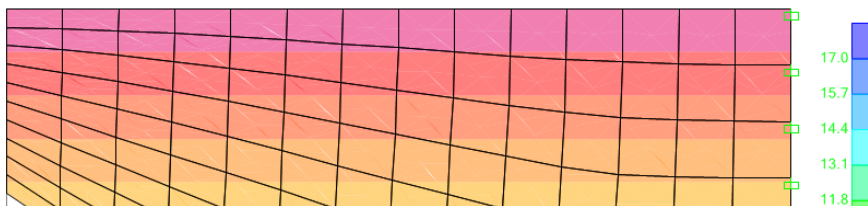
Adotamos  $\varphi = 30^\circ$  (Material granular)

Logo

$$ka = tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow ka = \frac{1}{3}$$

O valor de  $Ka$  foi inserido no modelo estrutura e a pressão na ala é variável devido à altura e largura da ala.

*Carregamentos devido ao Empuxo Ativo de Terra:*

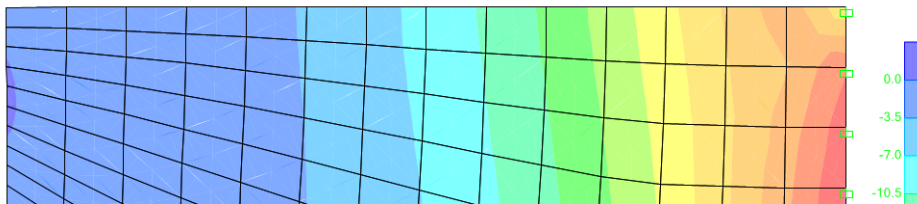




#### 4.6.4 ANÁLISE DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS

Devido ao comportamento global da Ala, o momento máximo de cálculo (M11) é igual a 44,91kN.m/m, conforme envoltória a seguir:

*Envoltória de momentos máximos de cálculo:*



#### 4.6.5 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

Armadura da Ala no plano horizontal:

$$k_{md} = \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \frac{45}{1 \times 0,21^2 \times 25000 / 1,4} = 0,0571$$

$$k_x = 0,087$$

$$k_z = 0,965$$

$$A_s = \frac{Md}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} \rightarrow \frac{45}{0,965 \times 0,21 \times 50 / 1,15} = 5,11 \text{ cm}^2 \text{ c/m}$$

Adotamos  $\emptyset$  12.5 C/20

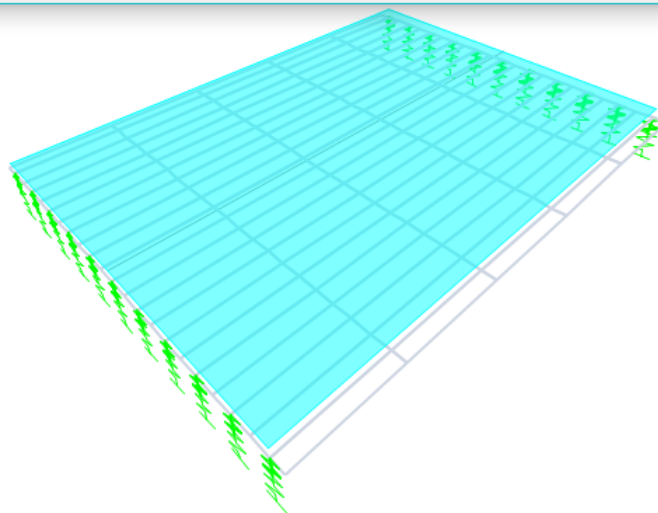
## 4.7 HIPÓTESES DE POSICIONAMENTO PARA A CARGA MÓVEL

A obtenção dos carregamentos máximos para dimensionamento dos elementos estruturais teve como base a obtenção da envoltória de solicitações a partir do posicionamento do TB45 variando por todas as posições possíveis da pista de rodagem.

The screenshot shows a software configuration window for mobile load positioning. The interface is organized into several sections:

- Vehicle Name:** TB45
- Design Type:** Vehicle Live
- Units:** KN, m, C
- Source:** User Defined
- Length Effects:** Axle (User), Uniform (User)
- Vehicle Location in Lane:** Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only (unchecked), Straddle Reduction Factor (empty), Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction) (checked)
- Usage:** Lane Negative Moments at Supports (checked), Interior Vertical Support Forces (checked), All other Responses (checked)
- Min Dist Allowed From Axle Load:** Lane Exterior Edge (0), Lane Interior Edge (0)
- Center of Gravity:** Height - Axle Loads (0), Height - Uniform Loads (0)

Visualizations include a **Load Plan** showing three points on a red bar and a **Load Elevation** showing three downward arrows on a red bar. Buttons for **Vertical Loading...** and **Horizontal Loading...** are present. **OK** and **Cancel** buttons are at the bottom.



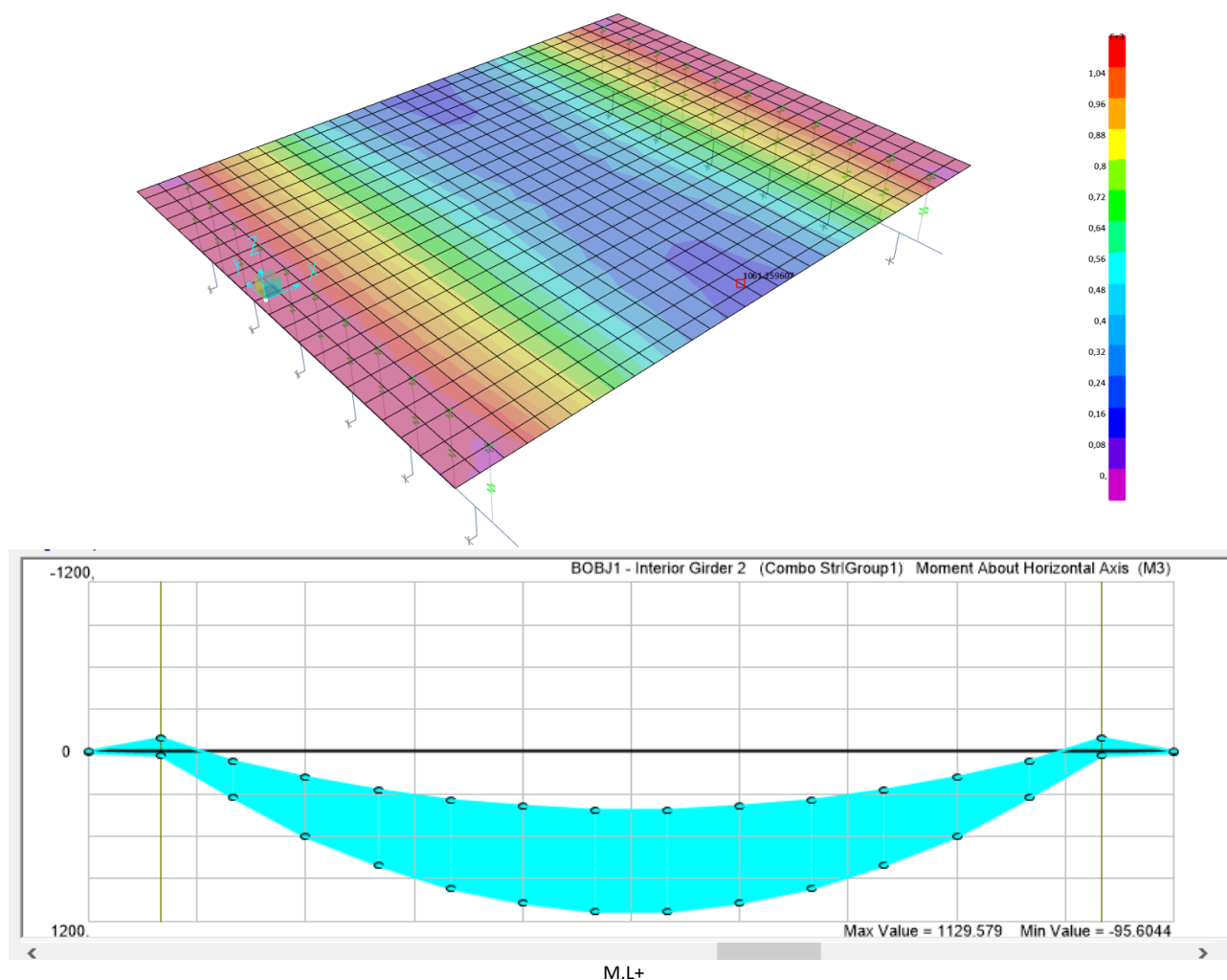
## 4.8 LAJE

O valor dos esforços máximos, bem como o dimensionamento da laje, estão descritos a seguir:

### 4.8.1 SOLICITAÇÕES

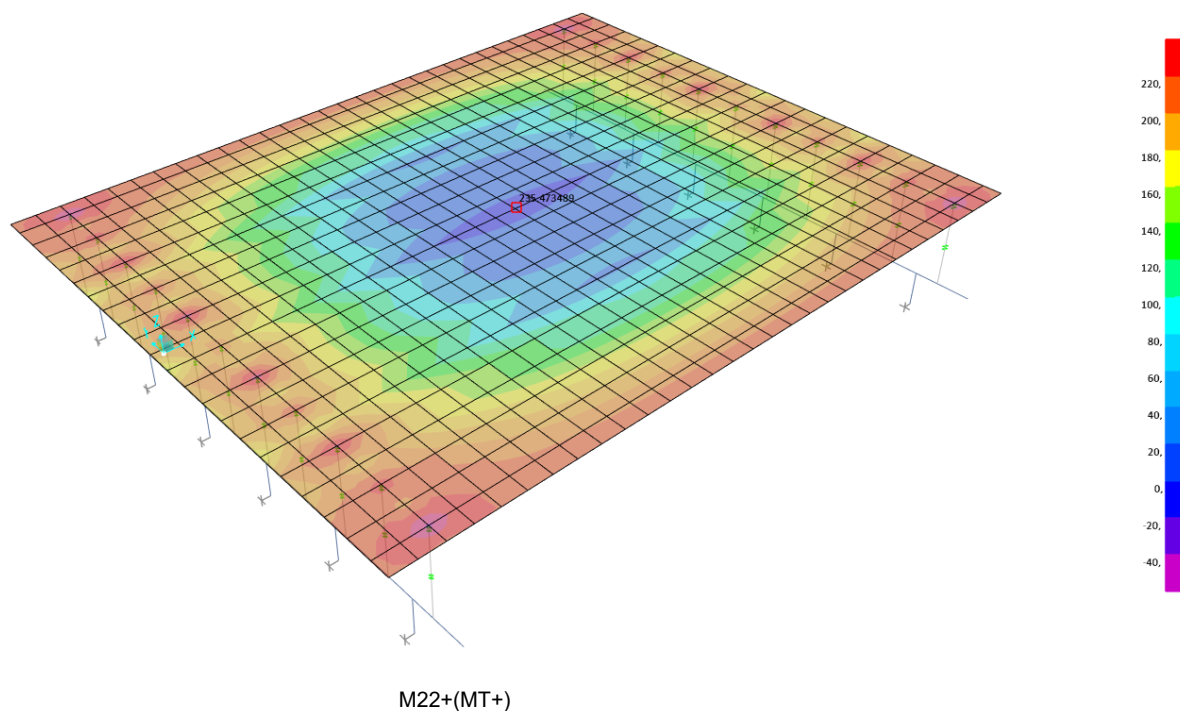
Devido ao comportamento global do tabuleiro, o momento longitudinal máximo de cálculo M.L+ no meio do vão, conforme envoltória a seguir:

*Envoltória de momentos positivos:*



O momento máximo transversal máximo

*Envoltória de momentos positivos:*



#### 4.8.2 VARIACÃO DIMENSIONAL DO TABULEIRO

Para fins de determinação da variação dimensional do tabuleiro, fez-se referência a um gradiente térmico uniforme de 20°C. Tratando-se de uma estrutura isostática, com apoios simples, a variação máxima do comprimento pode ser calculada como:

$$\Delta L = \alpha L \Delta T = 10 \times 10^{-6} \times 61 \times 20 = 1,22 \text{ cm}$$



### 4.8.3 DIMENSIONAMENTO DA LAJE

#### ARMADURA DA LAJE

<b>Esforços solicitantes</b>		<b>M.T+(Pré-Laje)</b>	<b>M.T-</b>	<b>M.L+</b>	<b>M.L-</b>	<b>M.L- (A.Extrem.)</b>
Mgk	(tfm/m)	1,80	1,00	0,95	0,75	1,00
Mgk max	(tfm/m)	2,75	1,80	1,20	1,35	2,50
Mgk min	(tfm/m)	-0,60	0,00	0,00	-0,60	-0,18

#### Propriedades dos materiais

fck	(MPa)	30	30	30	30	30
fyk	(MPa)	500	500	500	500	500

#### Propriedades da seção

h	(cm)	21,0	21,0	21,0	21,0	21,0
bw	(cm)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0

#### Armadura inferior

$\phi$ (mm)	(mm)	12,5	10,0	10,0	10,0	12,5
cobrimento na armadura	(cm)	3,00	3,00	8,00	2,00	4,00

#### Armadura superior

As'	(cm <sup>2</sup> /m)					
d'	(cm)					

#### DIMENSIONAMENTO

Md	(tfm/m)	6,56	4,05	3,08	3,04	5,10
d	(cm)	17,38	17,50	12,50	18,50	16,38
x	(cm)	2,77	1,65	1,80	1,16	2,26
As	(cm <sup>2</sup> )	9,27	5,53	6,02	3,87	7,58
As' nec.	(cm <sup>2</sup> )					

#### VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M <sub>Dmax</sub> tensões	(tfm/m)	4,00	2,44	1,91	1,83	3,00
M <sub>Dmin</sub> tensões	(tfm/m)	1,32	1,00	0,95	0,27	0,86
$\sigma_{smax}$	(kgf/cm <sup>2</sup> )	2696	2682	2730	2684	2605
$\sigma_{smin}$	(kgf/cm <sup>2</sup> )	890	1099	1358	396	747
$\Delta\sigma_s$	(kgf/cm <sup>2</sup> )	1806	1583	1372	2288	1858
$\Delta\sigma_s$ Admissível	(kgf/cm <sup>2</sup> )	1900	1900	1900	1900	1900
K		1,00	1,00	1,00	1,20	1,00
A <sub>scorr.</sub>	(cm <sup>2</sup> /m)	<b>9,27</b>	<b>5,53</b>	<b>6,02</b>	<b>4,66</b>	<b>7,58</b>

#### CONTROLE DA FISSURAÇÃO

$\sigma_{smax}$	(kgf/cm <sup>2</sup> )	2725	2703	2751	2701	2629
$\rho_{ri}$		0,007	0,005	0,004	0,005	0,005
w1	(mm)	0,16	0,13	0,13	0,13	0,15
w2	(mm)	0,35	0,38	0,52	0,36	0,44
ELS-W wk ≤	(mm)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
K		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
A <sub>scorr.</sub>	(cm <sup>2</sup> /m)	<b>9,27</b>	<b>5,53</b>	<b>6,02</b>	<b>3,87</b>	<b>7,58</b>

<b>Armadura e espaçamento</b>	(Ø12,5c/13,4cm)	(Ø10c/14,4cm)	(Ø10c/13,2cm)	(Ø10c/17,1cm)	(Ø12,5c/16,4cm)
<b>Quantidade de barras</b>	8	7	8	6	7

### 4.9 DIMENSIONAMENTO DA LAJE ARMADURA ATIVA

**Título:** 12x12.7 + Ø16 c/15

**N° figure elementari:** 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	110	70	1	14,07	5
			2	14,07	65

**Tipologia:** Rettan.re  Trapezi  
a T  Circolare  
Rettangoli  Coord.

**Armatura Precompressione**  
**N° strati cavi:** 1 **Zoom**

N°	As [cm²]	d [cm]	$\sigma_{sp}$ [M Pa]
1	11,844	55	110

**Sollecitazioni:** S.L.U.  Metodo n

**P.to applicazione N:** Centro  Baricentro cls   
Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipologia rottura:** Lato calcestruzzo - Cavo snervato

**Metodo di calcolo:** S.L.U.+  S.L.U.-   
Metodo n

**Tipologia flessione:** Retta  Deviata

**Materiali:** CA50 C30/37

$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 378,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 17
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$ 1,892 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11,5
$\sigma_{s,adm}$ 260 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,6933
	$\tau_{c1}$ 2,029

**M<sub>xRd</sub>** 1.161 kN m

$\sigma_c$  -17 N/mm²  
 $\sigma_s$  378,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  17,15 ‰  
d 65 cm  
x 11,02 x/d 0,1695  
 $\delta$  0,7

**Armatura Precompressione:** Tipo cavo: Trefolo  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  
 $f_{yd}$  1.409 N/mm²  
 $E_s/E_c$  6  
 $\epsilon_{syd}$  7,045 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$  1080 N/mm²

$\sigma_{sp}$  1.409 N/mm²  
 $\epsilon_{sp}$  14,52 ‰ compressa predef.

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 $L_0$  0 cm **Col. modello**

Precompresso

O atuante máximo  $M_{sdmax}=1130$  kN.m é menor que o resistente 1161 kN.m nas seções com cabo de 12 cordoalhas e o atuante. Portanto a seção está verificada.

### Verificação do Momento Resistente TRANSVERSAL:

**Título:** Ø 12.5 cada 15cm

**N° figure elementari:** 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	8,59	5
			2	8,59	65

**Tipologia:** Rettan.re  Trapezi  
a T  Circolare  
Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni:** S.L.U.  Metodo n

**P.to aplicação N:** Centro  Baricentro cls   
Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipologia rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo:** S.L.U.+  S.L.U.-   
Metodo n

**Tipologia flessione:** Retta  Deviata

**Materiali:** CA50 C35/45

$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 378,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 19,83
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$ 1,892 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13,5
$\sigma_{s,adm}$ 260 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,8
	$\tau_{c1}$ 2,257

**M<sub>xRd</sub>** 215,1 kN m

$\sigma_c$  -19,83 N/mm²  
 $\sigma_s$  378,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  60,74 ‰  
d 65 cm  
x 3,541 x/d 0,05448  
 $\delta$  0,7

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 $L_0$  0 cm **Col. modello**

Precompresso

Adotando Ø12,5 c/15 como armadura positiva e negativa, o momento resistente  $MR_d=215,1$  kN.m é maior que o atuante máximo  $M_{sdmax}=211,23$  kN.m. Portanto a seção está verificada.

## 5 MESOESTRUTURA

Características do aterro:

Coesão=5kPa

Ângulo de atrito=30°

Peso específico=18kN/m<sup>3</sup>

Geometria:

B=3,40

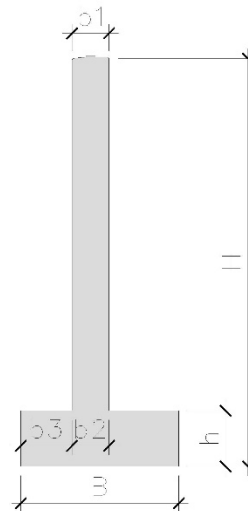
H=7,62m

b1=0,80m

b2=0,80m

b3=1,10m

h=1,20m



### 5.1.1 Verificação ao tombamento:

Momento resistente  $M_r=1401,84\text{kN.m}$

Momento atuante  $M_0=508,34\text{kN.m}$

F.S.=2,76 > 1,5, portanto o muro está verificado ao tombamento.

### 5.1.2 Verificação ao escorregamento:

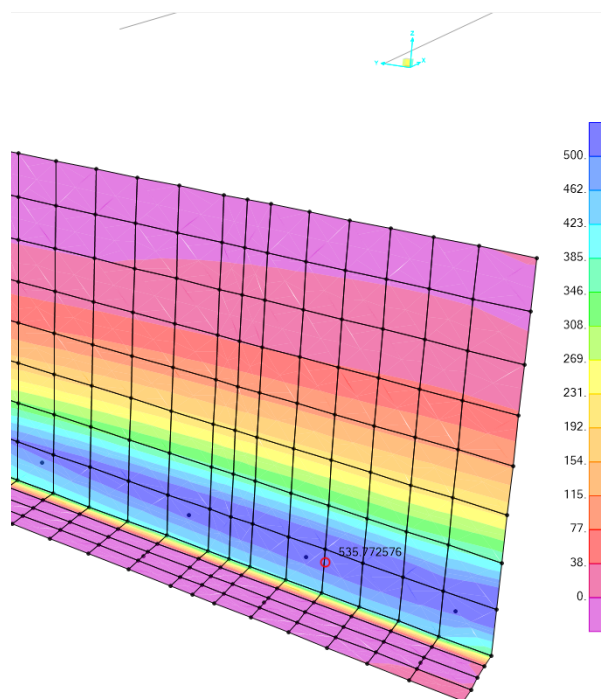
Força resistente  $F_r=351,39\text{kN}$

Força atuante  $F_0=152,20\text{kN}$

F.S.=2,31 > 2, portanto o muro está verificado ao deslizamento.

### 5.1.3 Verificação à flexão

O momento máximo atuante no muro, considerando a envoltória de todas as combinações do ELU, vale 535,77kN.m. O momento resistente considerando uma armadura de  $\varnothing 16$  c/10 vale  $M_{rd}=549,7$ kN.m. Portanto a seção está verificada.







Titolo : Ø16 C/10

N° figure elementari 1 Zoom

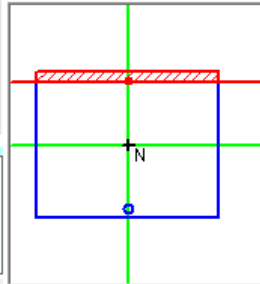
N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	20.11	75

Tipo Sezione

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	540	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N

- Centro
  - Baricentro cls
  - Coord.[cm]
- xN 0  
yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- S.L.U.+
- S.L.U.-
- Metodo n

Tipo flessione

- Retta
- Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm

Col. modello

Precompresso

Materiali

CA50 C25/30

$\epsilon_{su}$	67.5	%	$\epsilon_{c2}$	2	%
$f_{yd}$	378.3	N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5	
$E_s$	200,000	N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14.17	
$E_s/E_c$	15		$f_{cc}/f_{cd}$	0.8	?
$\epsilon_{syd}$	1.892	%	$\sigma_{c,adm}$	9.75	
$\sigma_{s,adm}$	260	N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.6	
			$\tau_{ct}$	1.829	

M<sub>xRd</sub> 549.7 kN m

$\sigma_c$  -14.17 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  378.3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$  3.5 %

$\epsilon_s$  41.89 %

d 75 cm

x 5.783 x/d 0.0771

$\delta$  0.7



## 6 INFRAESTRUTURA

### 6.1 CARGA NAS FUNDAÇÕES (BLOCOS)

	Joint Object 2902		Joint Element 2902	
	1		2	3
Force	4544,555		36,154	106,176
Moment	5,355		-687,574	-66,391

Solicitações Máximas para Blocos dos Encontros.

### 6.2 CARGA NAS FUNDAÇÕES (ESTACAS)

	Joint Object 381		Joint Element 381	
	1		2	3
Force	98,617		5,22	26,408
Moment	0,452		-49,136	0,736

Solicitações Máximas para estacas dos Encontros.





### 6.2.3 CARGA NAS ESTACAS

Reações nas Estacas dos Apoios dos Encontros

Nmax	x= 50	y= 100	607,33kN	46,88kN	50,00kN	704,21 kN
E	COORDENADAS		Nd	Mdx	Mdy	R.A
N1	x= -50	y= 200	607kN	94kN	-50kN	651kN
N2	x= -50	y= 0	607kN	0kN	-50kN	557kN
N3	x= -50	y= -200	607kN	-94kN	-50kN	464kN
N4	x= 50	y= 200	607kN	94kN	50kN	751kN
N5	x= 50	y= 0	607kN	0kN	50kN	657kN
N6	x= 50	y= -200	607kN	-94kN	50kN	564kN
Nmax	x= 50	y= 100	607kN	94kN	50kN	751kN
Nmin	x= -50	y= -100	607kN	-94kN	-50kN	464kN

### 6.3 SONDAGEM

As sondagens estão apresentadas no Volume de Estudos Geotécnicos.