




EF-170 TRECHO SINOP/MT - ITAITUBA/PA

# **RELATÓRIO IV**

## **ESTUDOS DEFINITIVOS DE ENGENHARIA**



**VOLUME 4 | MEMORIAL DE CÁLCULO  
DE ESTRUTURAS  
PARTE 2**

JUNHO DE 2019



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>CRITÉRIOS DE PROJETO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL .....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>MEMÓRIA DE CÁLCULO – SUPER-ESTRUTURA .....</b>	<b>11</b>
<b>4.1</b>	<b>GEOMETRIA .....</b>	<b>11</b>
<b>4.2</b>	<b>AÇÕES PERMANENTES .....</b>	<b>15</b>
<b>4.3</b>	<b>AÇÕES VARIÁVEIS .....</b>	<b>24</b>
4.3.1	Trem-Tipo TB-360 (NBR 7189) .....	24
4.3.2	Choque Lateral (NBR 7187) .....	24
4.3.3	Frenação/Aceleração (NBR 7187) .....	25
4.3.4	Vento (NBR 6123 / NBR 7187) .....	26
4.3.5	Variação Sazonal de Temperatura (NBR 6118) .....	26
4.3.6	Efeitos Diferidos no Concreto Armado e Protendido (NBR 6118) .....	26
<b>4.4</b>	<b>PRINCIPAIS RESULTADOS .....</b>	<b>27</b>
<b>4.5</b>	<b>TENSÕES SOLICITANTES E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA PROTENSÃO .....</b>	<b>29</b>
<b>5</b>	<b>MEMÓRIA DE CÁLCULO – MESO-ESTRUTURA .....</b>	<b>33</b>
<b>5.1</b>	<b>CÁLCULO DOS ESFORÇOS ATUANTES .....</b>	<b>33</b>
5.1.1	Distribuição Dos Esforços Longitudinais .....	33
5.1.2	Distribuição Dos Esforços Transversais .....	38
<b>5.2</b>	<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS APARELHOS DE APOIO .....</b>	<b>43</b>
<b>5.3</b>	<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES – VERIFICAÇÕES SIMPLIFICADAS .....</b>	<b>44</b>
5.3.1	Pilares médios (Tipo 1) .....	44
<b>6</b>	<b>MEMÓRIA DE CÁLCULO – INFRA-ESTRUTURA .....</b>	<b>47</b>
<b>6.1</b>	<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES – AÇÕES IMPOSTAS .....</b>	<b>47</b>
<b>6.2</b>	<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS TUBULÕES – ESFORÇOS E TENSÕES SOLICITANTES .....</b>	<b>49</b>
<b>6.3</b>	<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS – ESFORÇOS SOLICITANTES .....</b>	<b>55</b>
<b>7</b>	<b>REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>63</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A presente Memória de Cálculo Estrutural visa a justificação das soluções estruturais adotadas nas Obras de Arte Especiais para as situações de transposições com duas Linhas Ferroviárias – OAEs de Tabuleiro Duplo – no âmbito do Projeto Básico da Infraestrutura Ferroviária do Trecho da EF-170 entre Sinop/MT e Miritituba/distrito do município de Itaituba/PA, com 933,288 km de extensão.

## 2 CRITÉRIOS DE PROJETO

Este estudo seguiu as premissas estabelecidas no “*Termo de Referência para Elaboração dos Estudos para a Concessão da Infraestrutura Ferroviária da EF-170, no Trecho entre SINOP (MT) e o Distrito de Mirituba, Município de Itaituba (PA)*” – Edital de Chamamento Público Nº 11/2014.

Procurou-se estabelecer soluções estruturais e técnicas correntes, bem implementadas no mercado, nomeadamente:

- soluções para os tabuleiros com vigas pré-moldadas e laje e demais complementos estruturais moldados *in loco*, resultando super-estruturas modulares, isostáticas, que privilegiam a rapidez e simplicidade de execução e, daí, a economia;
- soluções de concreto armado para a mesoestrutura, tanto para os encontros como para os pilares. As soluções preconizadas para estes dois tipos de elementos estruturais são constantes dentro de cada classe de obra de arte especial – obras com tabuleiro ferroviário simples ou duplo e obras rodoviárias – também visando a praticidade. Os pilares, sempre com soluções análogas entre si, foram divididos em 5 classes:
  - Pilares Pequenos (P): até 12m de altura (incluindo a parte inferior da travessa);
  - Pilares Médios (M): entre 12m e 20m de altura (incluindo a parte inferior da travessa);
  - Pilares Altos (G): entre 20m e 35m de altura (incluindo a parte inferior da travessa);
  - Pilares Muito Altos (XG): entre 35m e 45m de altura (incluindo a parte inferior da travessa);
  - Pilares Duplos (D): só para OAEs Ferroviárias de Tabuleiro Duplo, até 16m de altura (incluindo a parte inferior da travessa).
- Soluções Modulares e Repetitivas para as Fundações, quase sempre profundas, quer por Tubulões Ø120cm ou Ø140cm executados a Ar



Comprimido ou, no caso de uma OAE, a céu aberto, quer por estacas pré-moldadas cravadas com diâmetro igual a 42cm.

Foi elaborado o pré-dimensionamento dos elementos estruturais principais baseando-se nos regulamentos nacionais aplicáveis, a saber:

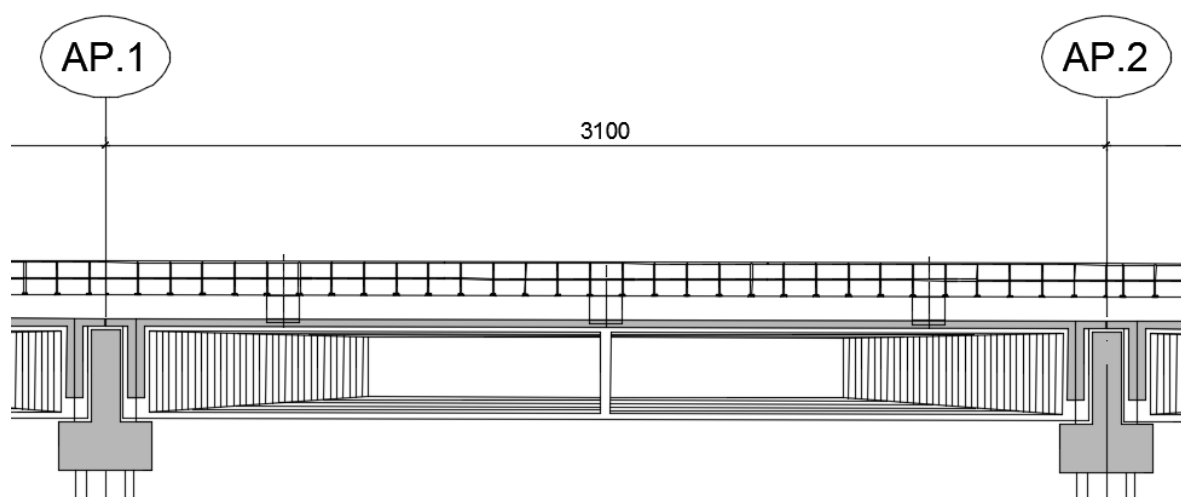
- *NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2014;
- *NBR 6122 – Projeto e execução de fundações*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2010;
- *NBR 7187 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2003;
- *NBR 7188 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2013;
- *NBR 7189 – Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1985;
- *NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2004.

Por ocasião da elaboração do Projeto Executivo, as normas deverão ser as vigentes na data de assinatura do contrato.

Em casos de necessidade de maior informação para aprimoramento das soluções estruturais, recorreu-se a documentos técnicos da FIB (*Fédération Internationale du Béton*), do ACI (*American Concrete Institute*) e dos Eurocódigos Estruturais (a cargo do CEN – *Comité Européen de Normalisation*).

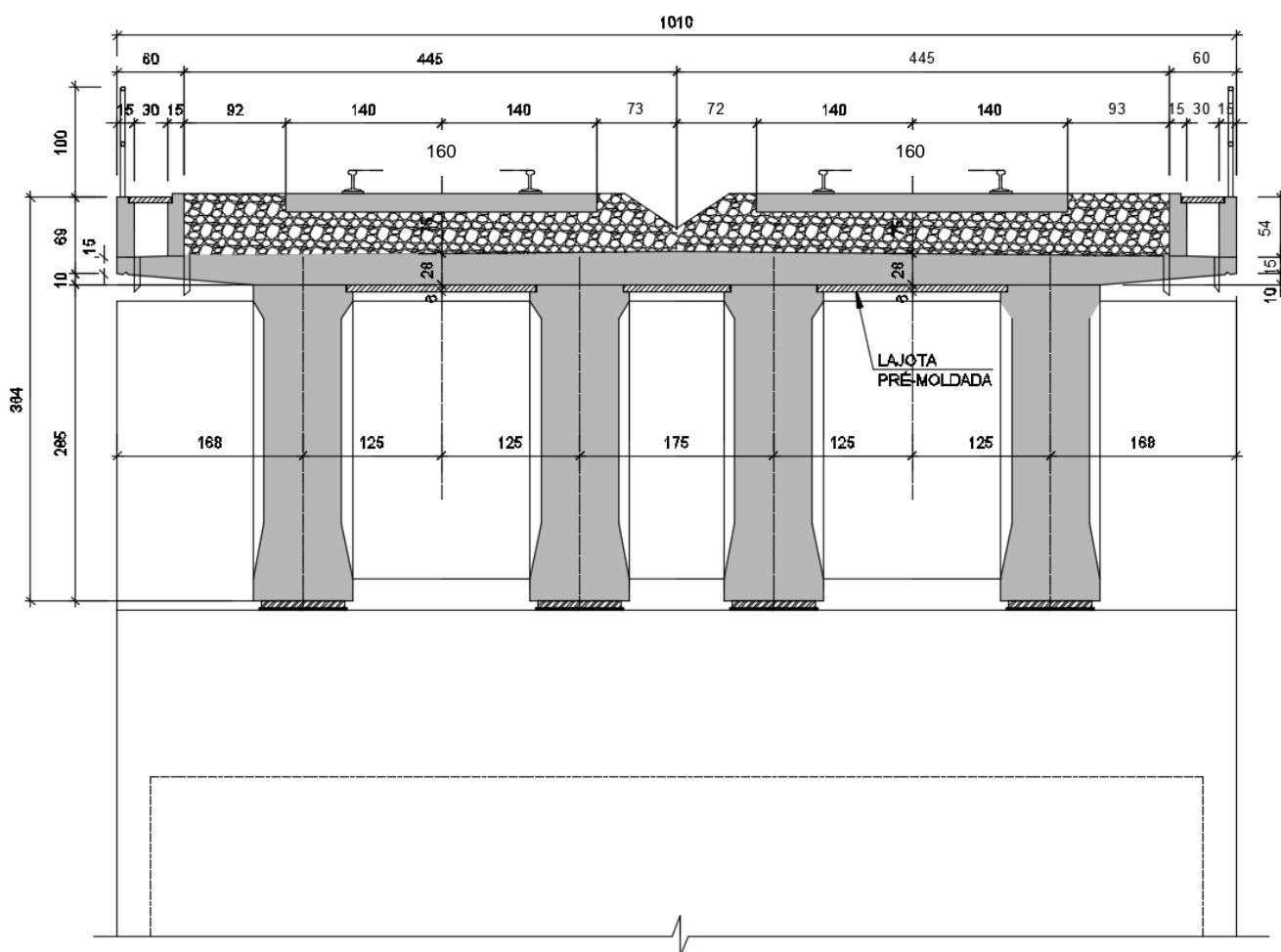
### 3 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

As obras de arte especiais para duas linhas ferroviárias – obras de tabuleiro duplo – caracterizam-se pela composição de tabuleiros isostáticos, cada um com quatro vigas pré-moldadas de concreto armado e protendido (pós-tensão) e transversinas, tabuleiro e muretas concretadas “*in loco*”. Todos os tabuleiros possuem vão entre aparelhos de apoio igual a 29,1m, valor que foi utilizado em todos os cálculos subsequentes.



**Figura 1 – Elevação típica de um tabuleiro isostático**

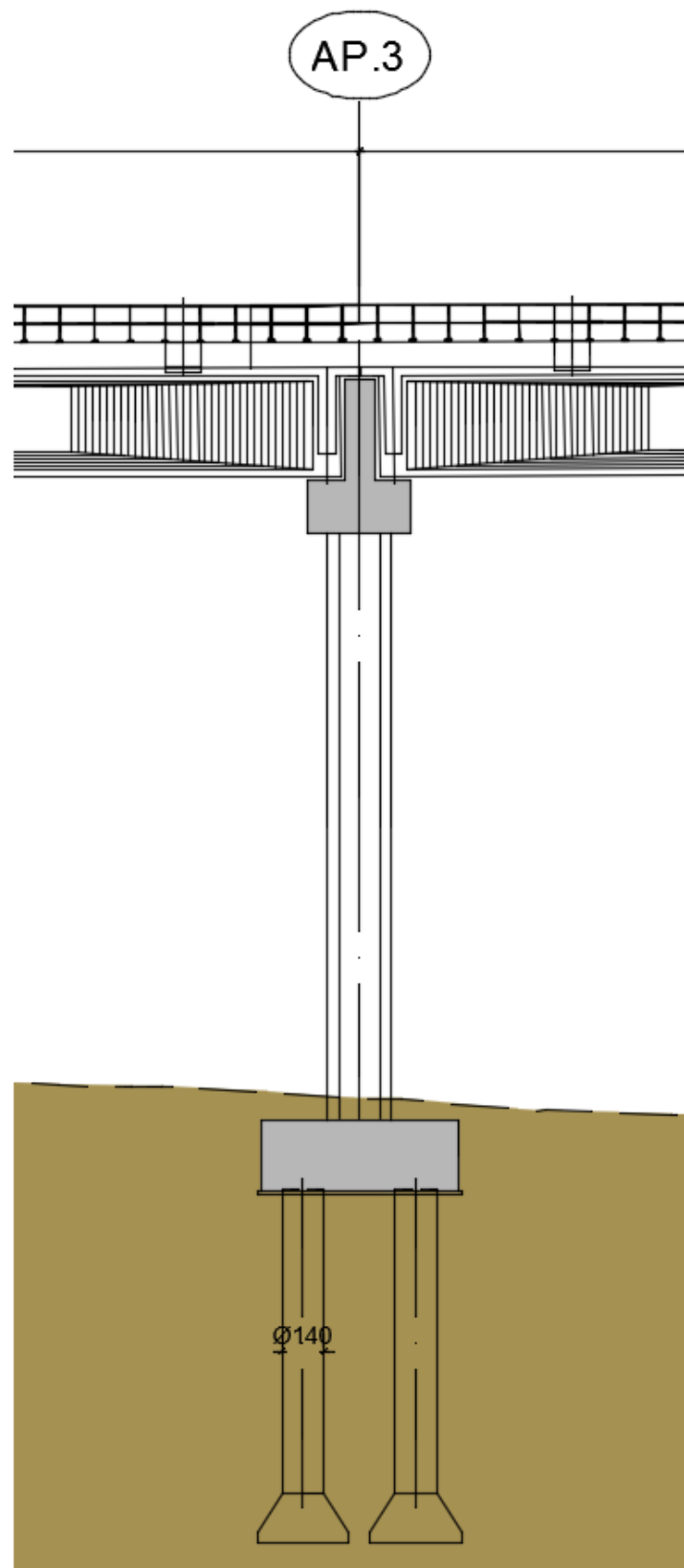
## CORTE TRANSVERSAL JUNTO AO APOIO



**Figura 2 – Seção Transversal junto ao Apoio**

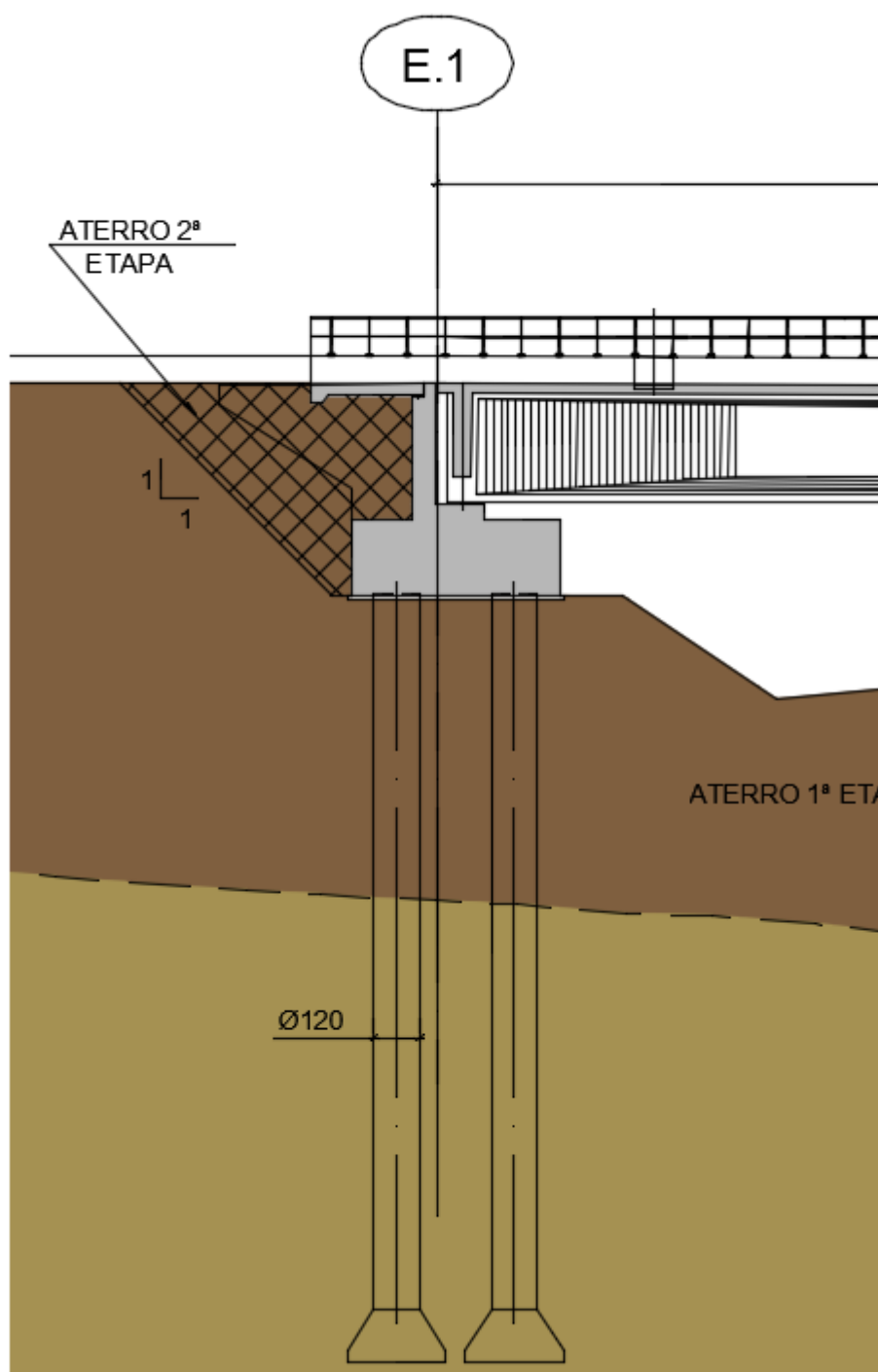
A mesoestrutura é constituída por encontros de concreto armado e, no caso de obras com mais de um vão, pilares de concreto armado com uma travessa do mesmo material no topo.





**Figura 3 – Elevação típica de um pilar com fundação por tubulões**

Os encontros e os blocos dos pilares possuem sempre fundações profundas: estacas pré-moldadas  $\varnothing 42\text{cm}$  ou tubulões de concreto armado (diâmetros exteriores adotados  $\varnothing 140\text{cm}$  e  $\varnothing 120\text{cm}$ ). A solução adotada para cada obra dependeu sempre das condições geológicas locais.



**Figura 4 – Elevação típica de um encontro com fundação por tubulões**

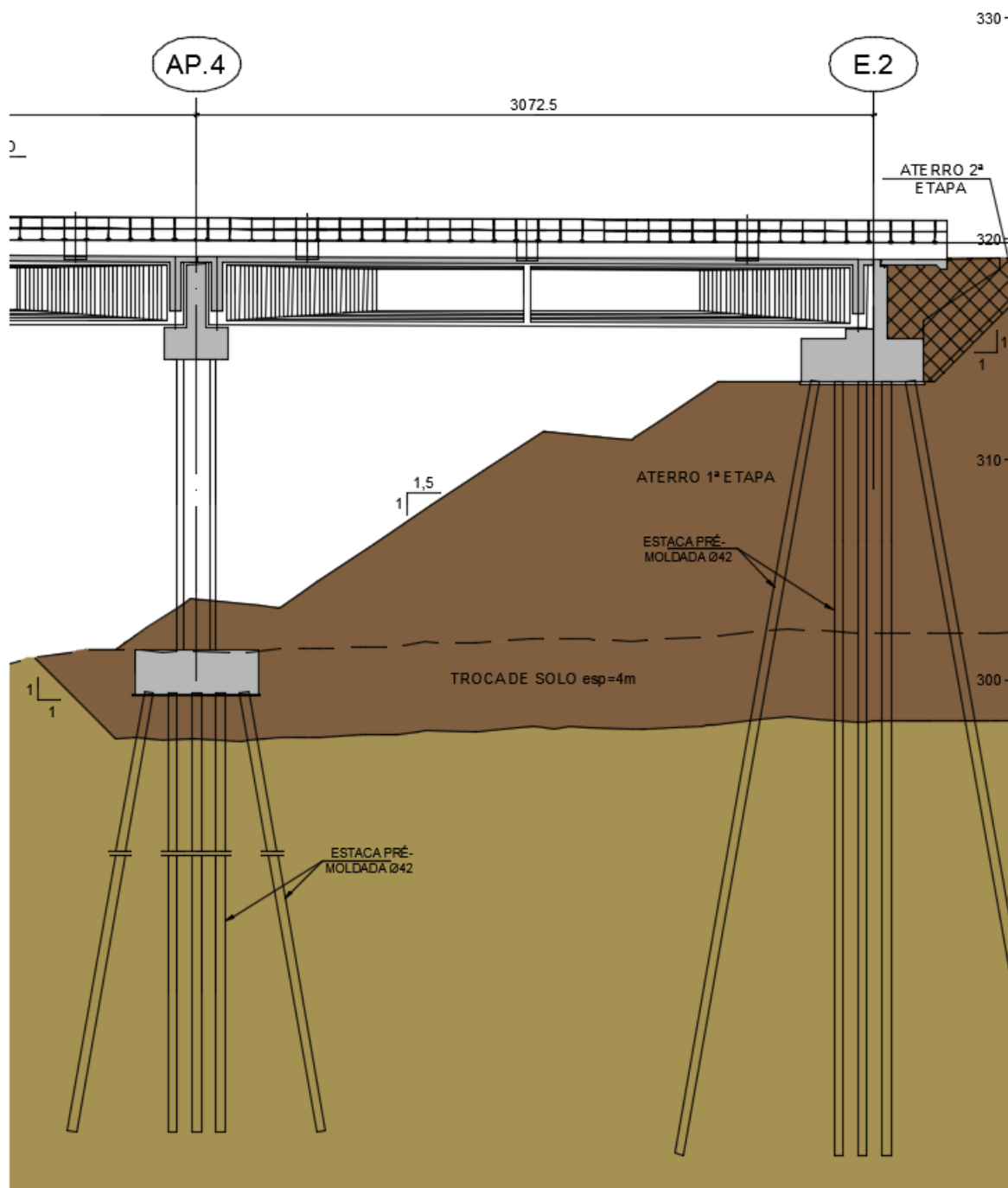


Figura 5 – Elevação típica de um pilar e um encontro com fundação por estacas cravadas



## 4 MEMÓRIA DE CÁLCULO – SUPER-ESTRUTURA

### 4.1 GEOMETRIA

#### Seção Transversal

#### CORTE TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

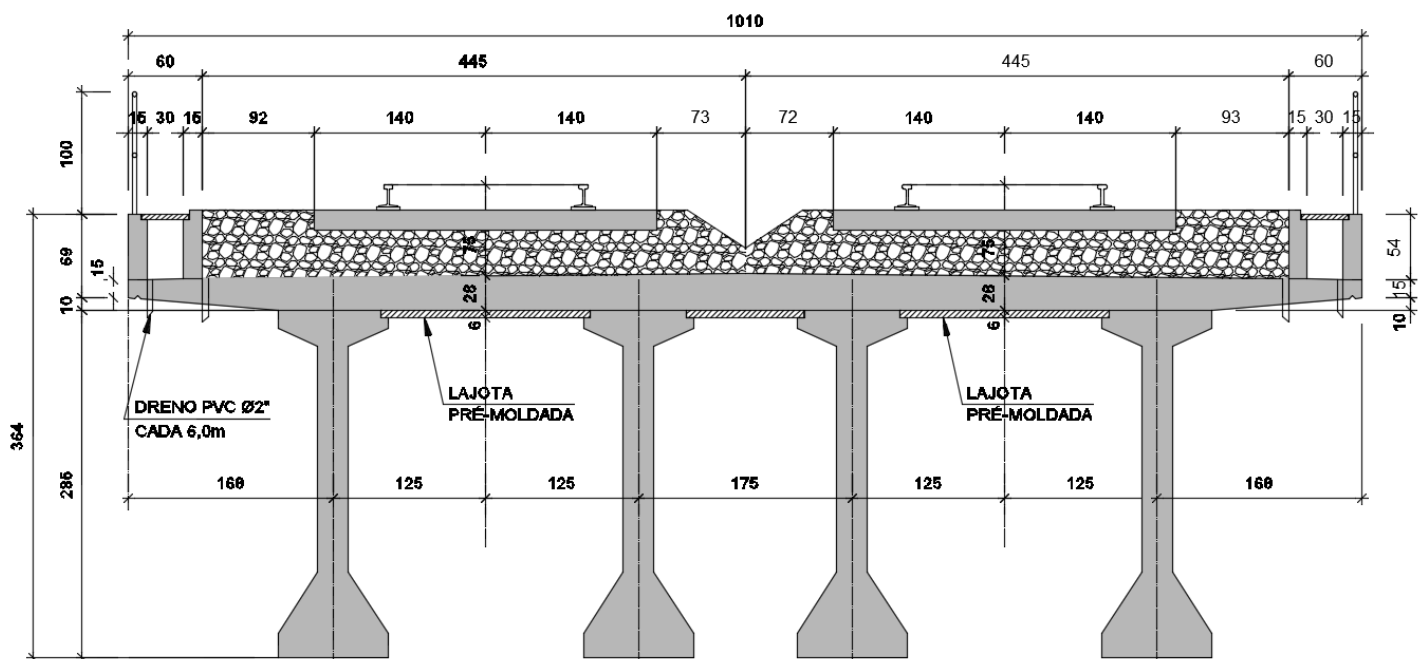


Figura 6 – Seção Transversal a Meio-Vão

## Elevação da Viga Pré-Moldada (Tabuleiro de 31m) com Representação das Seções de Referência

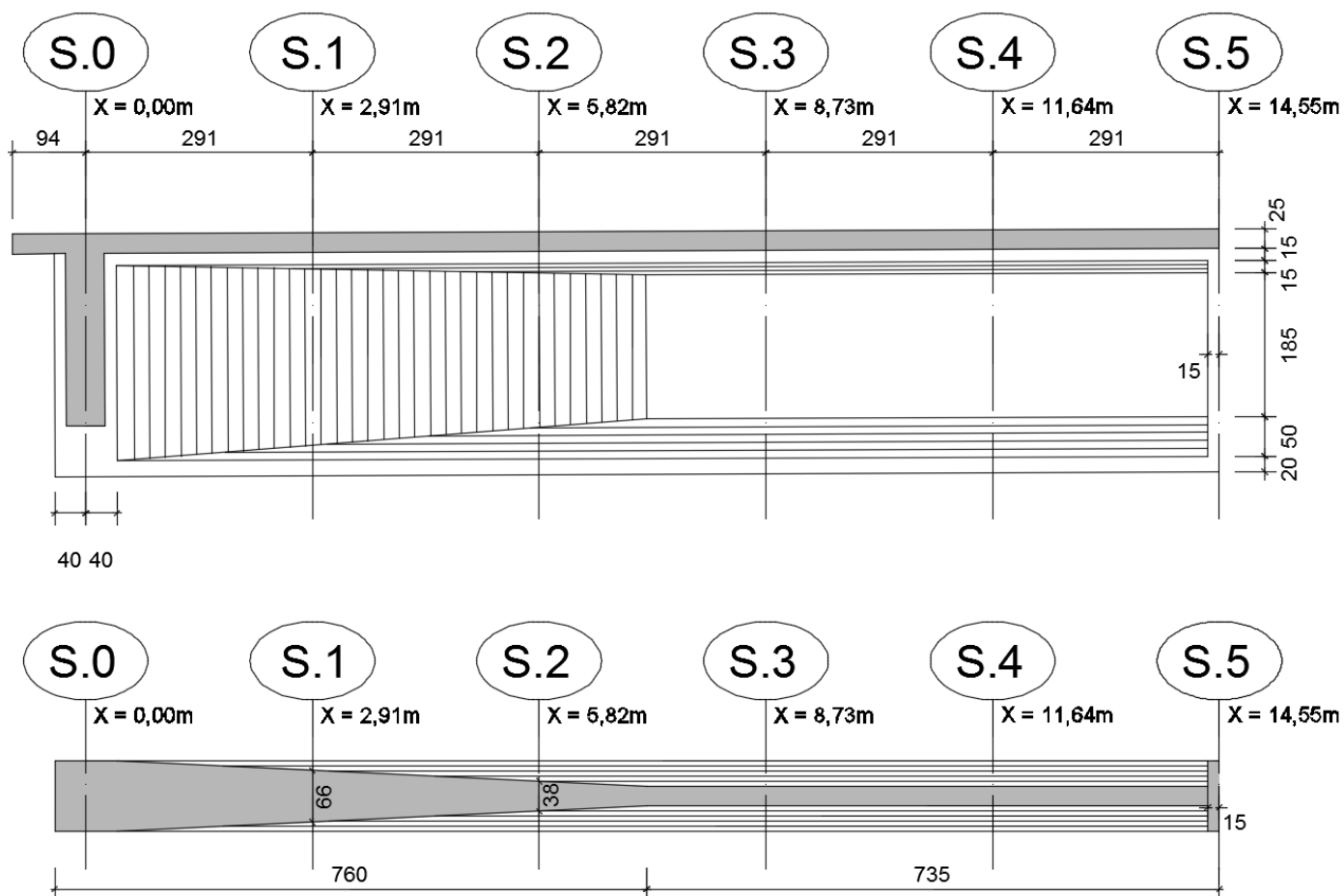


Figura 7 – Elevação e Corte Horizontal da Viga Pré-Moldada

## Propriedades Geométricas das Seções de Referência

Tabela 1 – Propriedades Geométricas das Seções de Referência – Viga Exterior

Viga Pré-Moldada Protendida para Vão de 31m (entre juntas)						
Seção de Referência	S.0	S.1	S.2	S.3	S.4	S.5
X (m)	0.00	2.91	5.82	8.73	11.64	14.55
Propriedades Geométricas da Viga Pré-Moldada - Seção Inicial (1), em I						
$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	25,614	19,612	13,646	11,512	11,512	11,512
$I_1$ (cm <sup>4</sup> )	1.7292E+08	1.4435E+08	1.2023E+08	1.1143E+08	1.1143E+08	1.1143E+08
$h_1$ (cm)	285.0	285.0	285.0	285.0	285.0	285.0
$y_{1.sup}$ (cm)	142.7	144.5	151.1	155.8	155.8	155.8
$y_{1.inf}$ (cm)	142.3	140.5	133.9	129.2	129.2	129.2
$W_{1.sup}$ (cm <sup>3</sup> )	1.2118E+06	9.9894E+05	7.9570E+05	7.1521E+05	7.1521E+05	7.1521E+05
$W_{1.inf}$ (cm <sup>3</sup> )	1.2152E+06	1.0274E+06	8.9791E+05	8.6246E+05	8.6246E+05	8.6246E+05
Propriedades Geométricas da Viga Pré-Moldada (Exterior) - Seção Final (2), em T						
$A_2$ (cm <sup>2</sup> )	32,314	26,312	20,346	17,800	17,800	17,800
$I_2$ (cm <sup>4</sup> )	3.0254E+08	2.6915E+08	2.4212E+08	2.3376E+08	2.3376E+08	2.3376E+08
$h_2$ (cm)	310.0	310.0	310.0	310.0	310.0	310.0
$y_{2.sup}$ (cm)	135.3	129.3	122.0	118.7	118.7	118.7
$y_{2.inf}$ (cm)	174.7	180.7	188.0	191.3	191.3	191.3
$W_{2.sup}$ (cm <sup>3</sup> )	2.2361E+06	2.0816E+06	1.9846E+06	1.9693E+06	1.9693E+06	1.9693E+06
$W_{2.inf}$ (cm <sup>3</sup> )	1.7318E+06	1.4895E+06	1.2878E+06	1.2219E+06	1.2219E+06	1.2219E+06



**Tabela 2 – Propriedades Geométricas das Seções de Referência – Viga Interior**

<b>Viga Pré-Moldada Protendida para Vão de 31m (entre juntas)</b>						
<b>Seção de Referência</b>	<b>S.0</b>	<b>S.1</b>	<b>S.2</b>	<b>S.3</b>	<b>S.4</b>	<b>S.5</b>
<b>X (m)</b>	0.00	2.91	5.82	8.73	11.64	14.55
<b>Propriedades Geométricas da Viga Pré-Moldada - Seção Inicial (1), em I</b>						
<b><math>A_1</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	25,614	19,612	13,646	11,512	11,512	11,512
<b><math>I_1</math> (cm<sup>4</sup>)</b>	1.7292E+08	1.4435E+08	1.2023E+08	1.1143E+08	1.1143E+08	1.1143E+08
<b><math>h_1</math> (cm)</b>	285.0	285.0	285.0	285.0	285.0	285.0
<b><math>y_{1.sup}</math> (cm)</b>	142.7	144.5	151.1	155.8	155.8	155.8
<b><math>y_{1.inf}</math> (cm)</b>	142.3	140.5	133.9	129.2	129.2	129.2
<b><math>W_{1.sup}</math> (cm<sup>3</sup>)</b>	1.2118E+06	9.9894E+05	7.9570E+05	7.1521E+05	7.1521E+05	7.1521E+05
<b><math>W_{1.inf}</math> (cm<sup>3</sup>)</b>	1.2152E+06	1.0274E+06	8.9791E+05	8.6246E+05	8.6246E+05	8.6246E+05
<b>Propriedades Geométricas da Viga Pré-Moldada (Interior) - Seção Final (2), em T</b>						
<b><math>A_2</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	30,963	25,251	19,314	16,825	16,825	16,825
<b><math>I_2</math> (cm<sup>4</sup>)</b>	2.7500E+08	2.5000E+08	2.2500E+08	2.1780E+08	2.1780E+08	2.1780E+08
<b><math>h_2</math> (cm)</b>	310.0	310.0	310.0	310.0	310.0	310.0
<b><math>y_{2.sup}</math> (cm)</b>	140.9	136.2	130.4	127.6	127.6	127.6
<b><math>y_{2.inf}</math> (cm)</b>	169.1	173.8	179.6	182.4	182.4	182.4
<b><math>W_{2.sup}</math> (cm<sup>3</sup>)</b>	1.9517E+06	1.8355E+06	1.7255E+06	1.7069E+06	1.7069E+06	1.7069E+06
<b><math>W_{2.inf}</math> (cm<sup>3</sup>)</b>	1.6263E+06	1.4384E+06	1.2528E+06	1.1941E+06	1.1941E+06	1.1941E+06

## 4.2 AÇÕES PERMANENTES

### 1ª Fase – Peso-próprio da Viga Pré-Moldada (G1)

O peso próprio de cada viga pré-moldada foi determinado com o auxílio de um Modelo de Elementos Finitos (MEF) criado no programa MIDAS Civil (Figura 8).

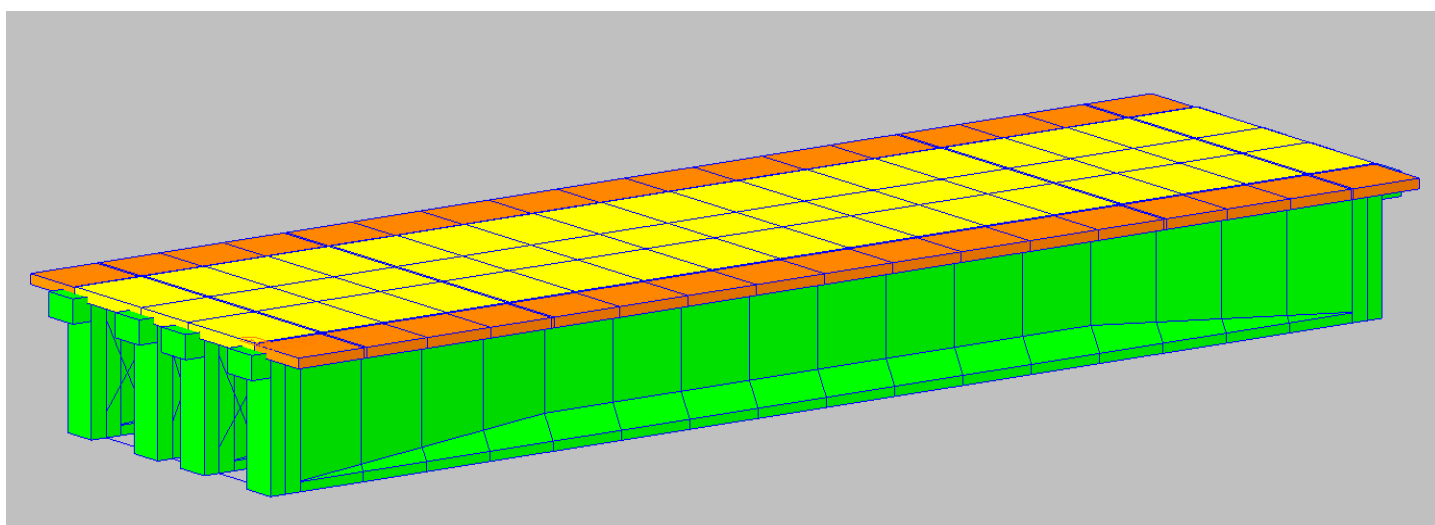


Figura 8 – Perspectiva tridimensional do Modelo de Elementos Finitos de uma Viga  
(renderização específica para exibição)

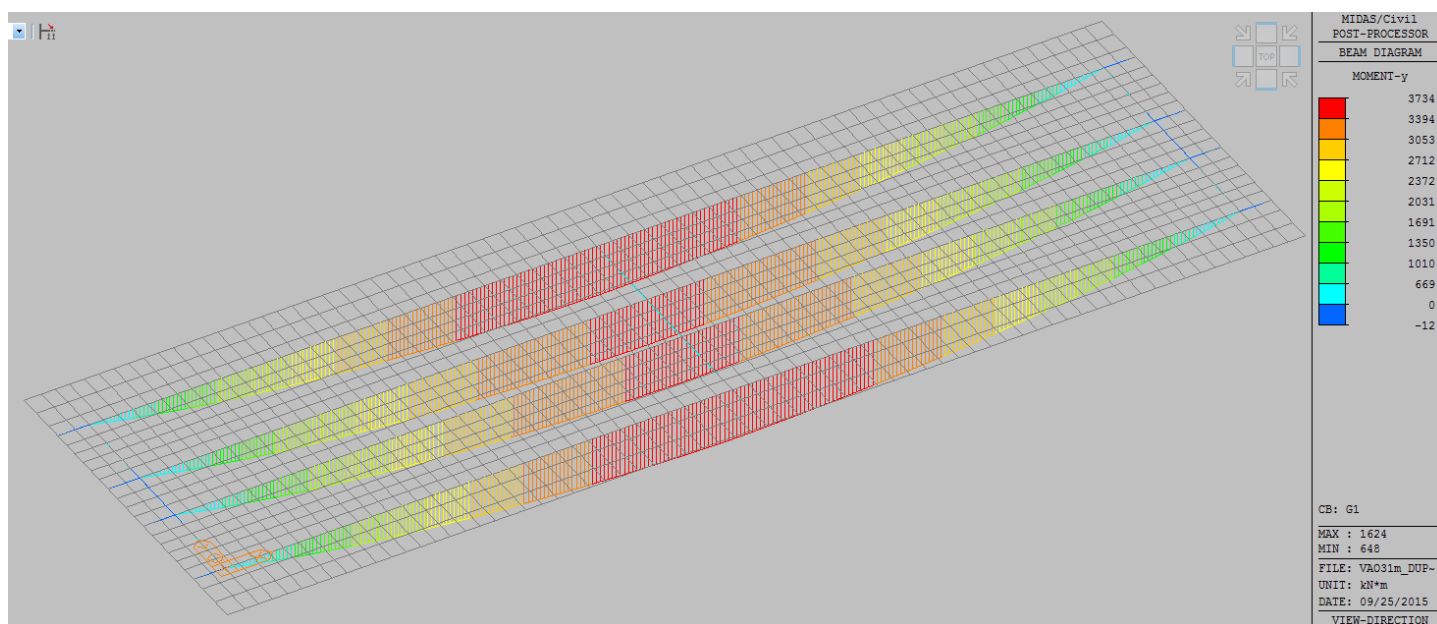
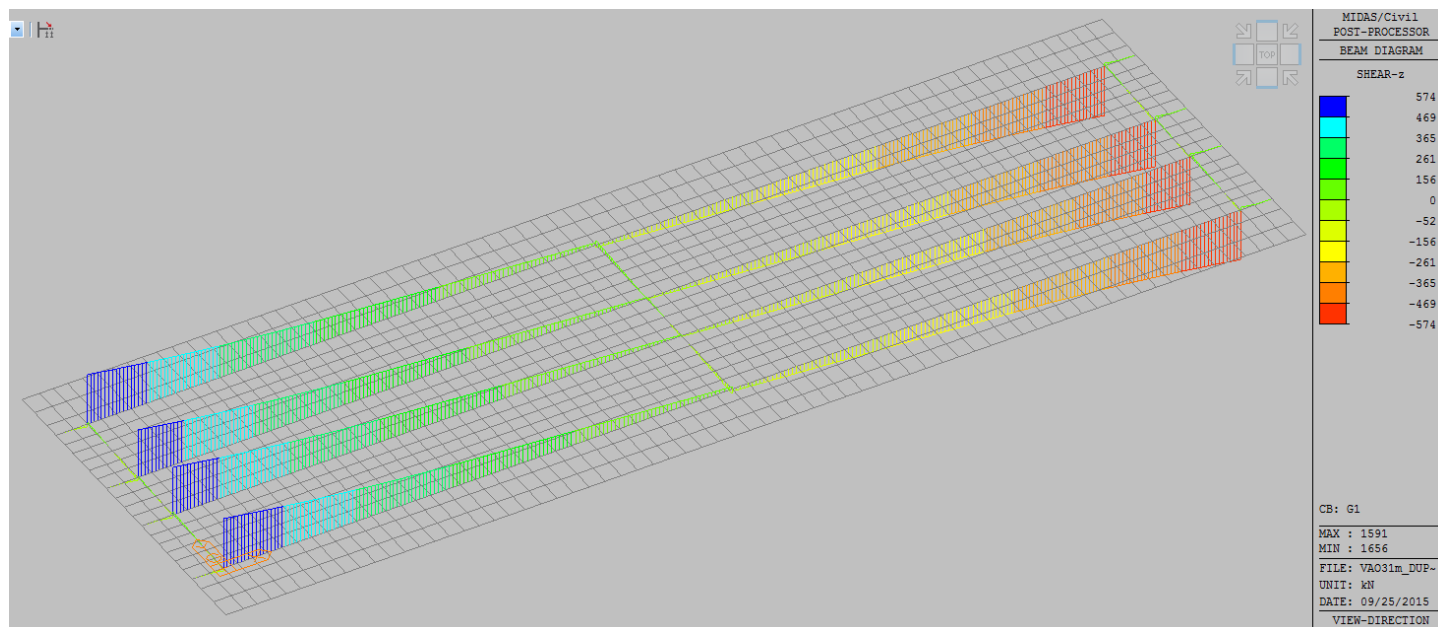
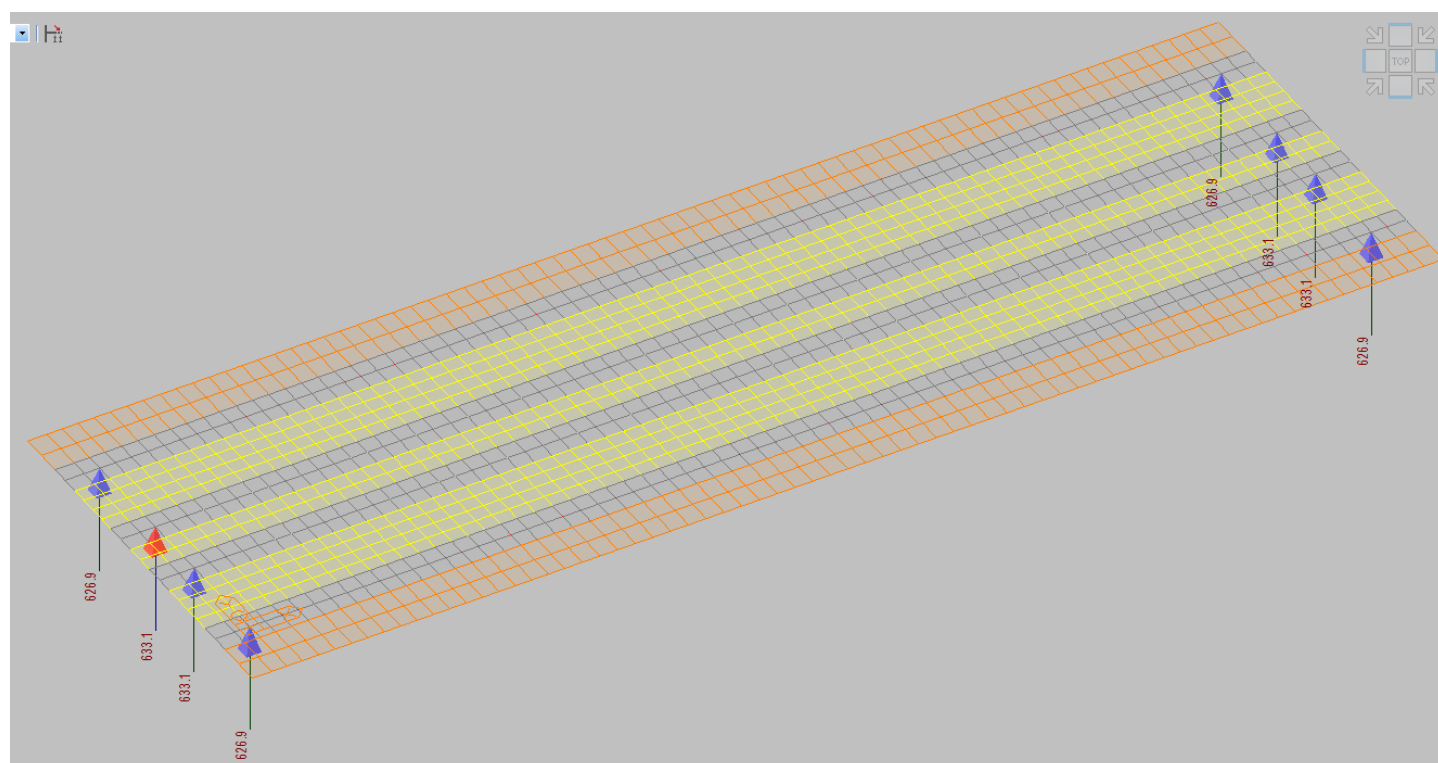


Figura 9 – G1: Momentos-Fletores  $M_y$  (valores em kNm, ao lado da legenda colorida: valor máximo (vermelho) = +3.734kNm; valor mínimo (azul) = -12kNm)



**Figura 10 – G1: Cortante Vertical  $V_z$  (valores em kN, ao lado da legenda colorida: valor máximo (azul) = +574kN; valor mínimo (vermelho) = -574kN)**



**Figura 11 – G1: Reações  $R_z$  (valores em kN:  $R_{z,esq.máx} = +633\text{kN}$ ;  $R_{z,esq.mín} = +627\text{kN}$ )**



## 2ª Fase – Peso-próprio da Laje, Transversinas e Passeios Técnicos (G2)

O peso próprio da laje, das transversinas e dos elementos dos passeios técnicos (muretas e placas pré-moldadas) foi contabilizado e modelado através de cargas lineares (ver Figura 14) e de cargas concentradas (ver **Erro! Fonte de referência não encontrada.**) com as seguintes magnitudes:

- **Peso-Próprio da Laje**  $\approx 25\text{kN/m}^3 \times 0,25\text{m} = 6,25\text{kN/m}^2$ ;
- **Peso-Próprio das Transversinas** – contabilização automática pelo próprio programa
- **Peso-Próprio dos Elementos dos Passeios Técnicos (Muretas e Lajetas Pré-Moldadas)**  $\approx 25\text{kN/m}^3 \times 2 \times 0,54\text{m} \times 0,15\text{m} + 24\text{kN/m}^3 \times 0,05\text{m} \times 0,38\text{m} = 4,05 + 0,45 = 4,5\text{kN/m}$ .

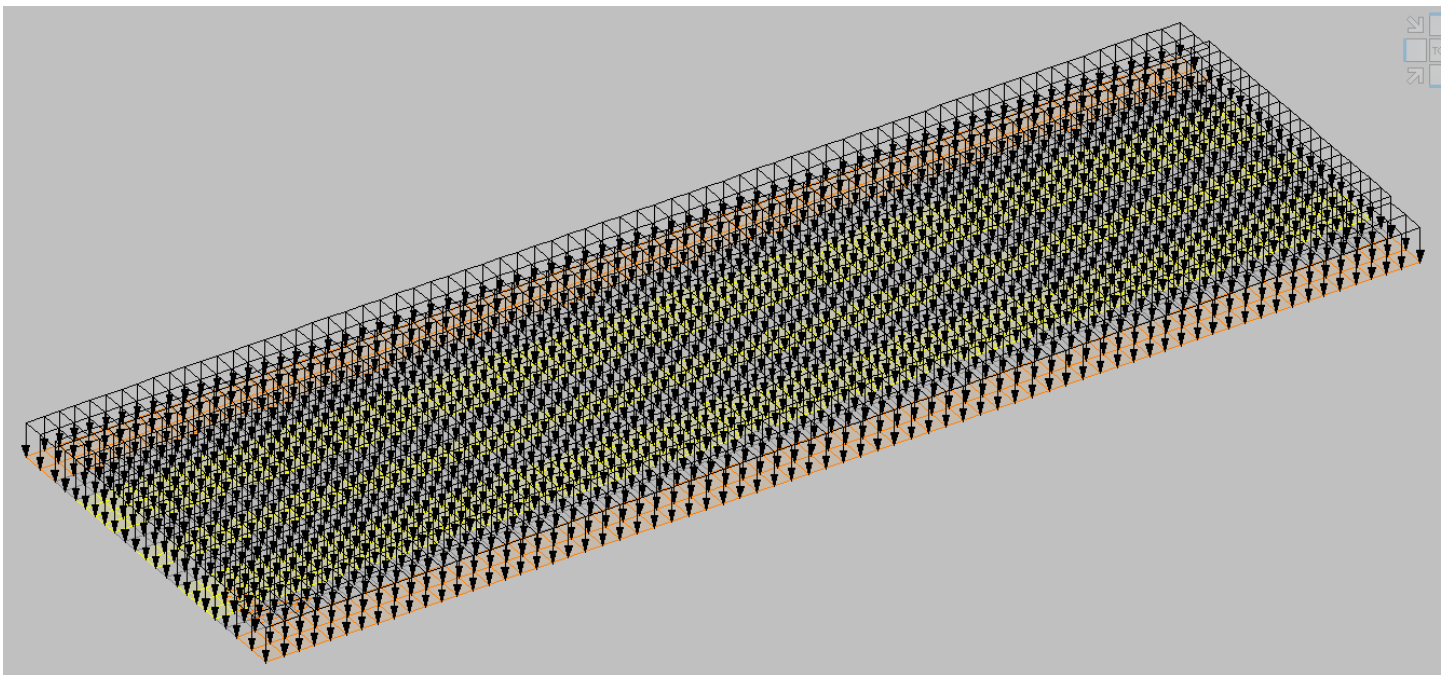
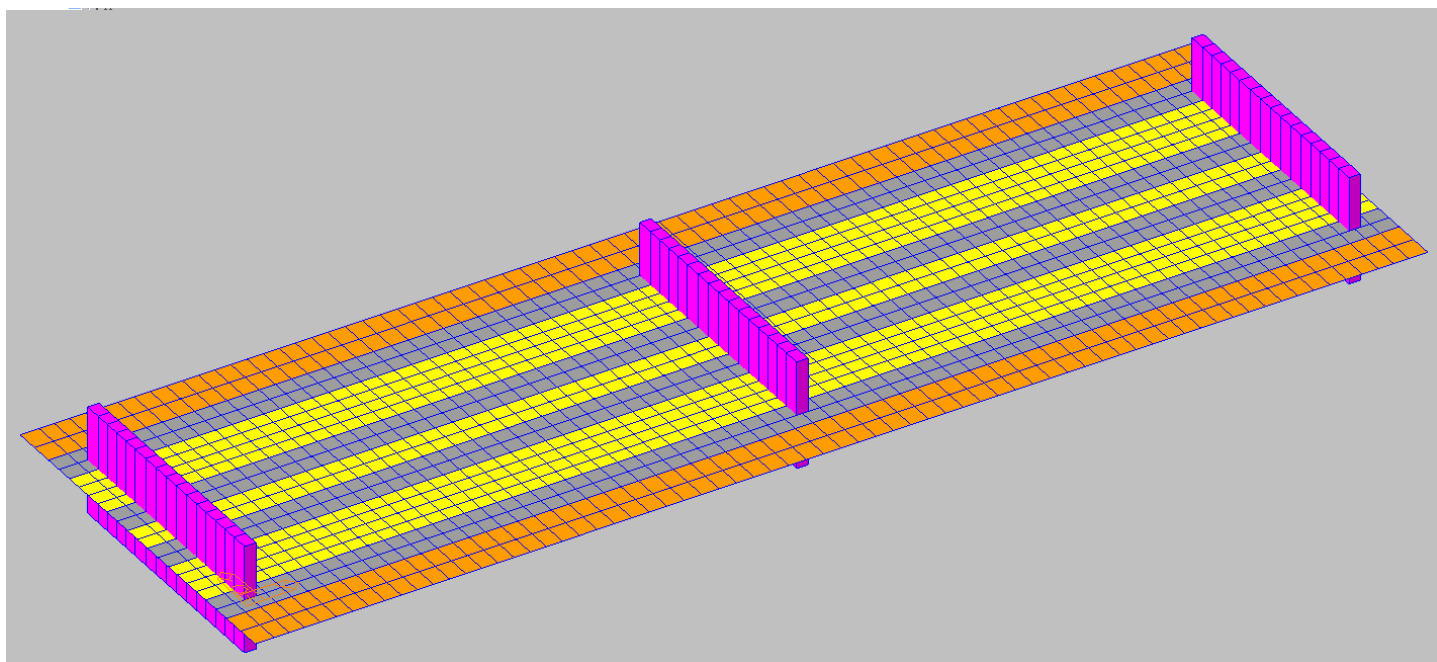
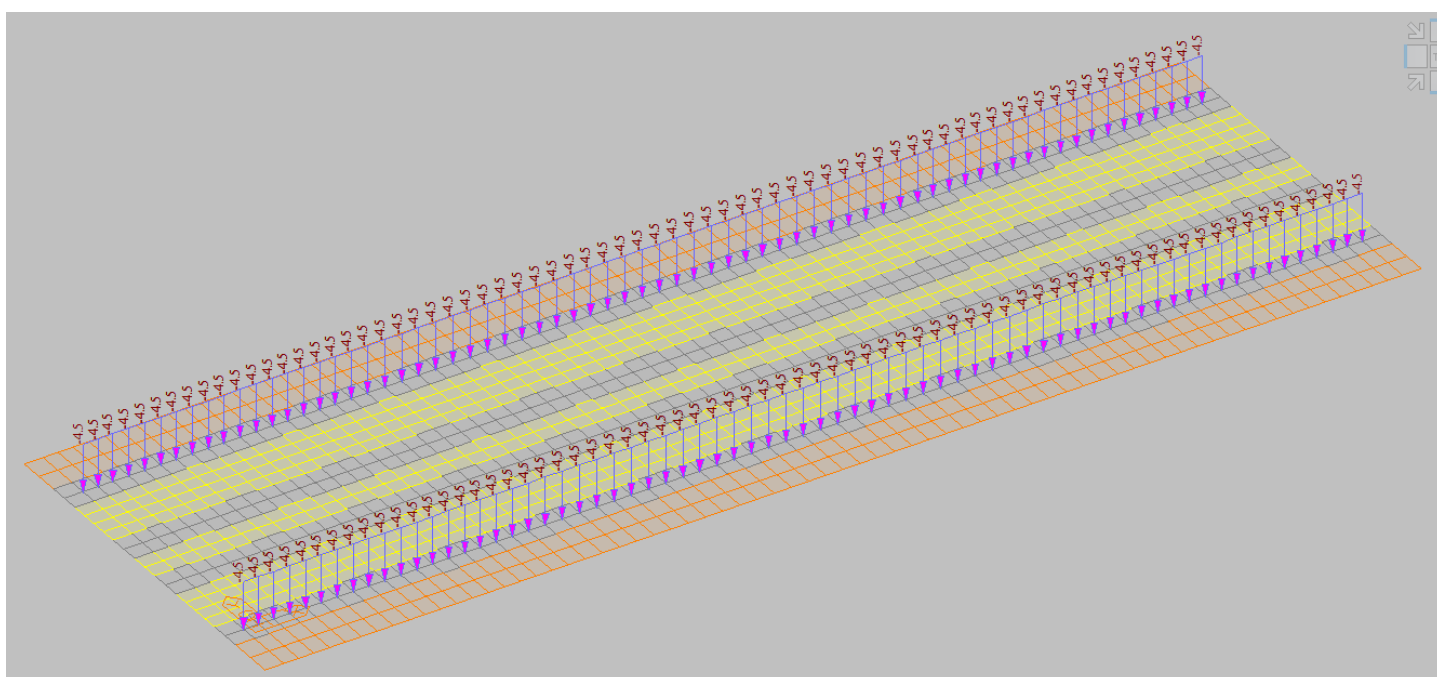


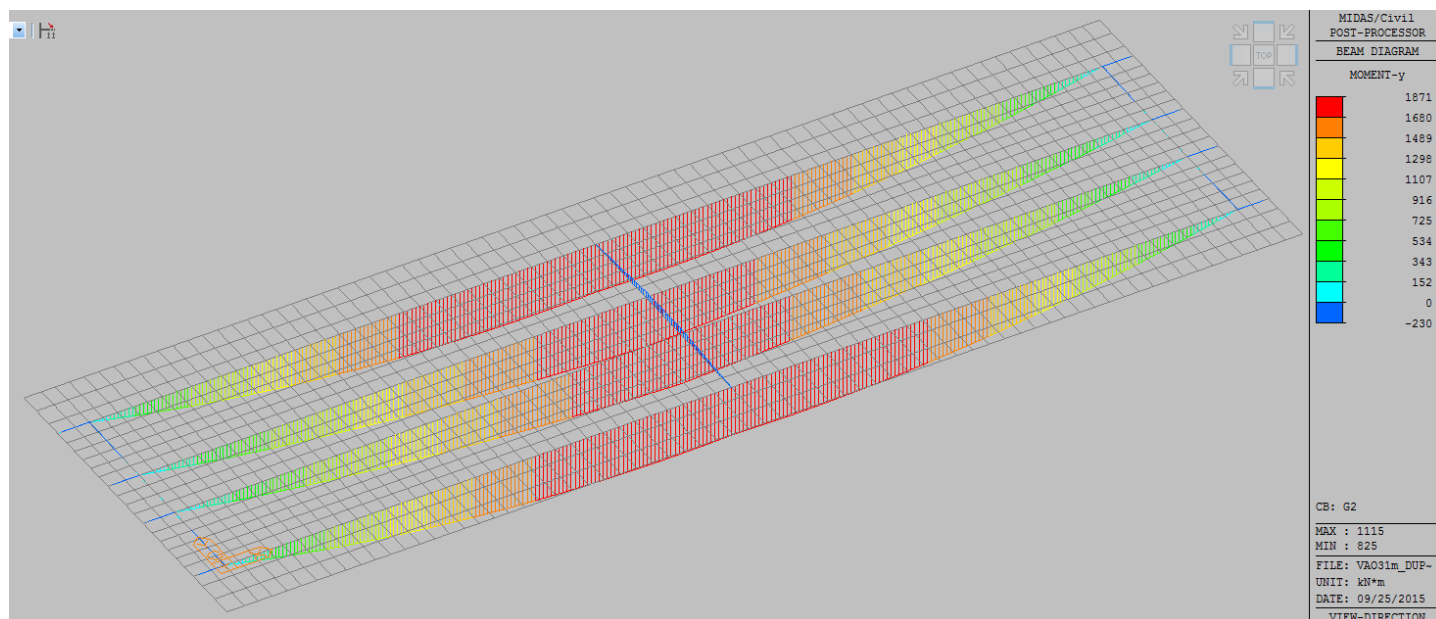
Figura 12 – Vista da modelagem das cargas G2 de área



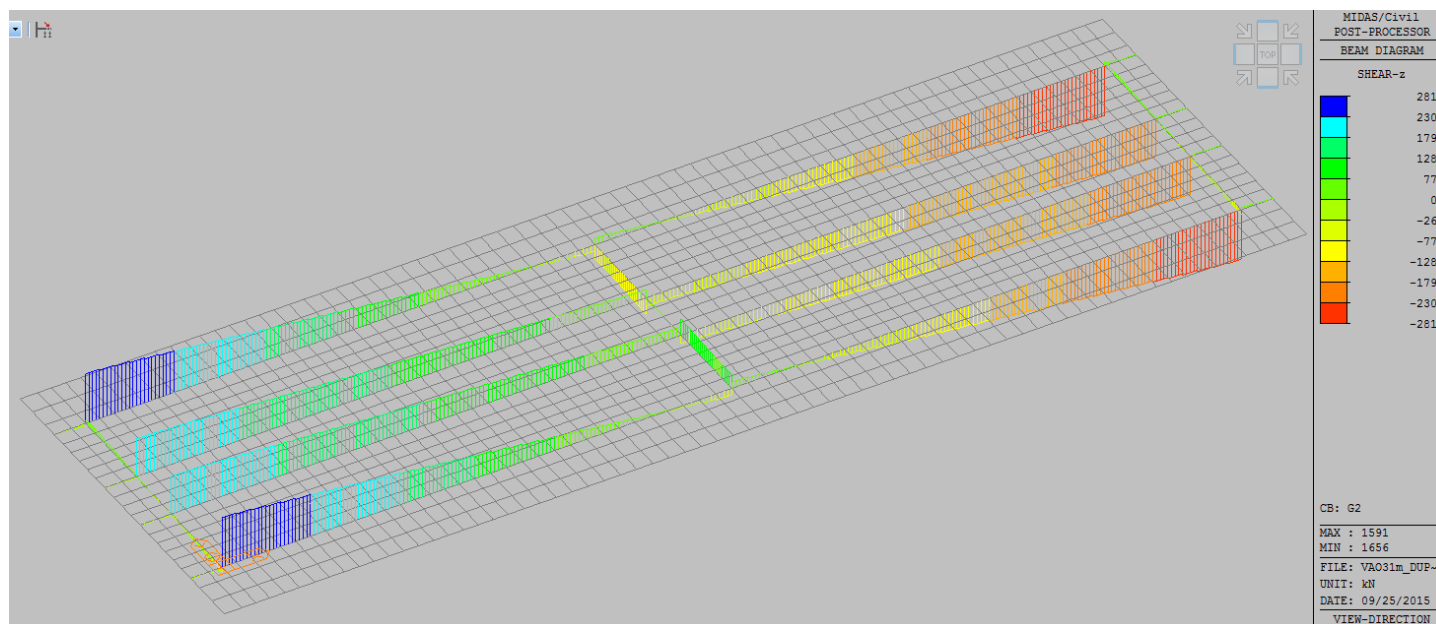
**Figura 13 – Vista da modelagem das transversinas (a cor roxa)**



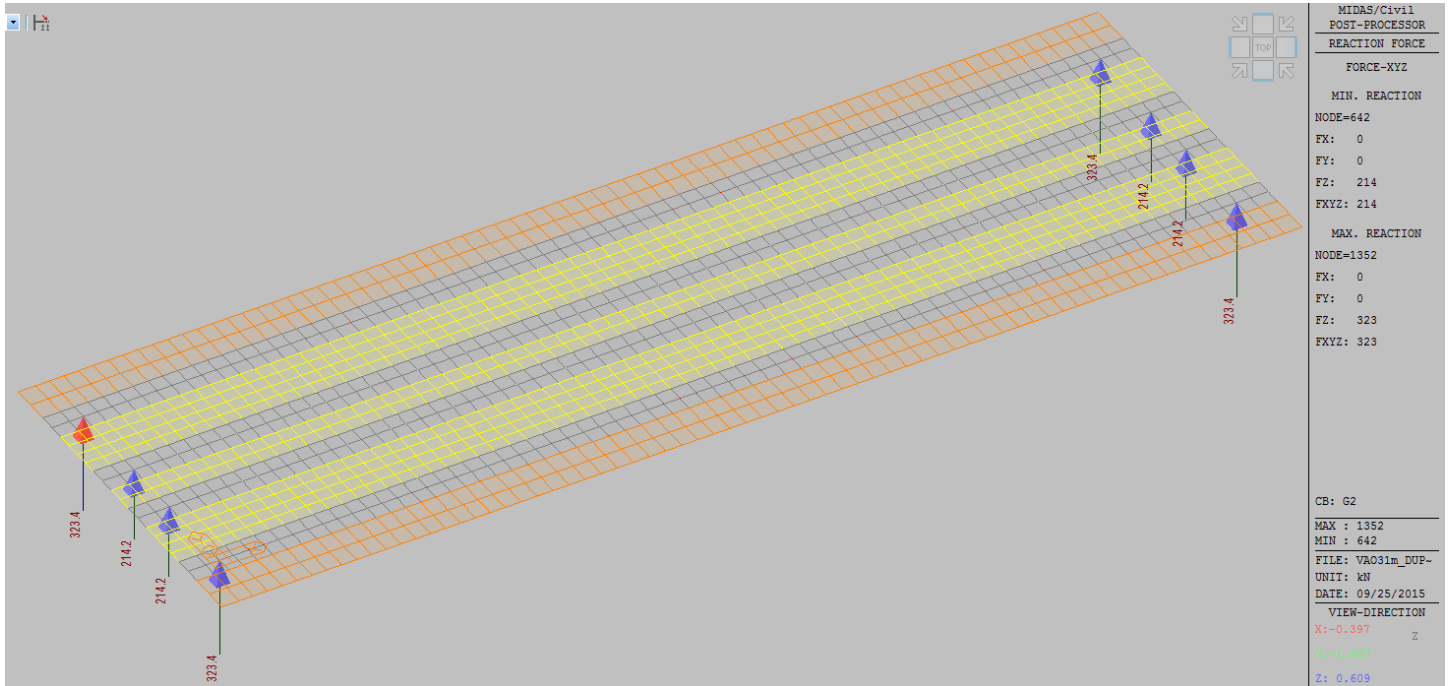
**Figura 14 – Vista da modelagem das cargas G2 lineares**



**Figura 15 – G2: Momentos-Fletores  $M_y$  (valores em kNm, ao lado da legenda colorida: valor máximo (vermelho) = +1.871kNm; valor mínimo (azul) = -230kNm)**



**Figura 16 – G2: Cortante Vertical  $V_z$  (valores em kN, ao lado da legenda colorida: valor máximo (azul) = +281kN; valor mínimo (vermelho) = -281kN)**



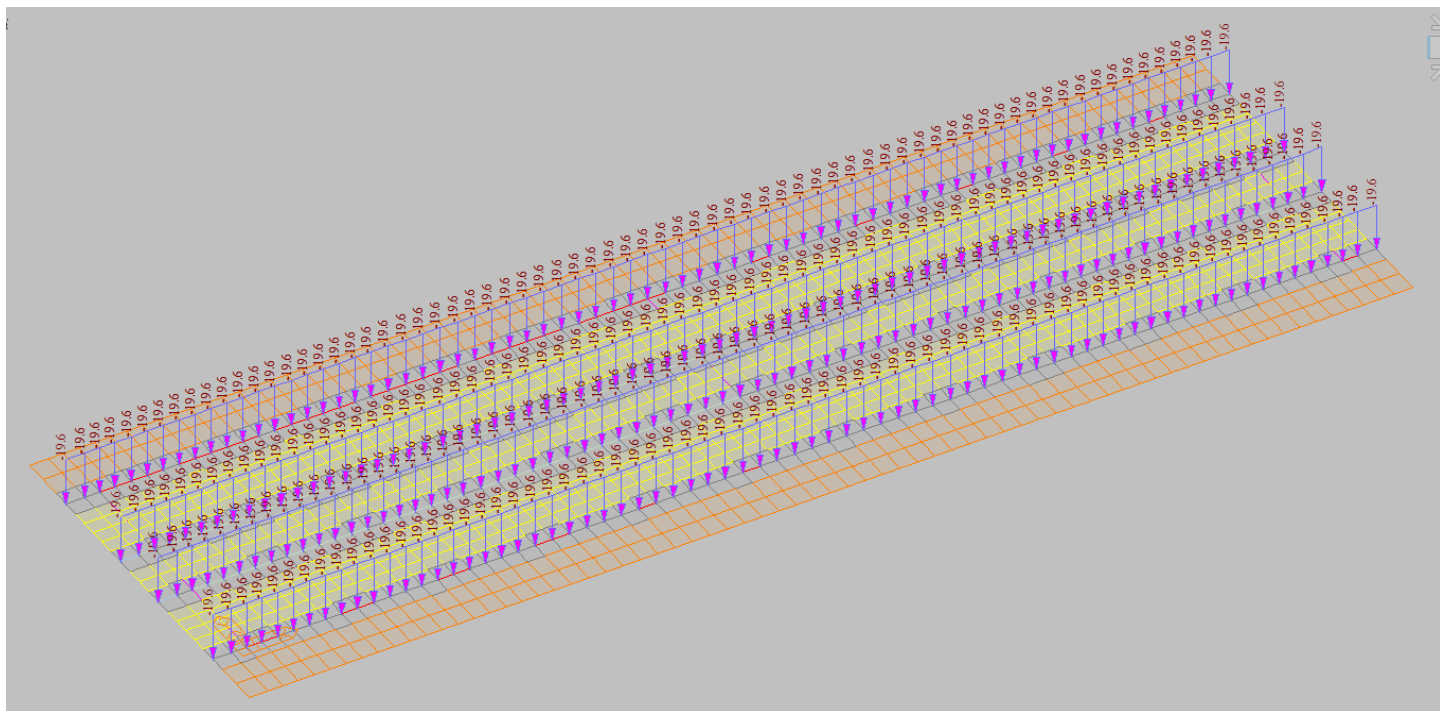
**Figura 17 – G2: Reações  $R_z$  (valores em kN:  $R_{z,esq.máx} = +323\text{kN}$ ;  $R_{z,esq.mín} = +214\text{kN}$ )**

### 3ª Fase – Peso-Próprio dos Elementos Não Estruturais (G3)

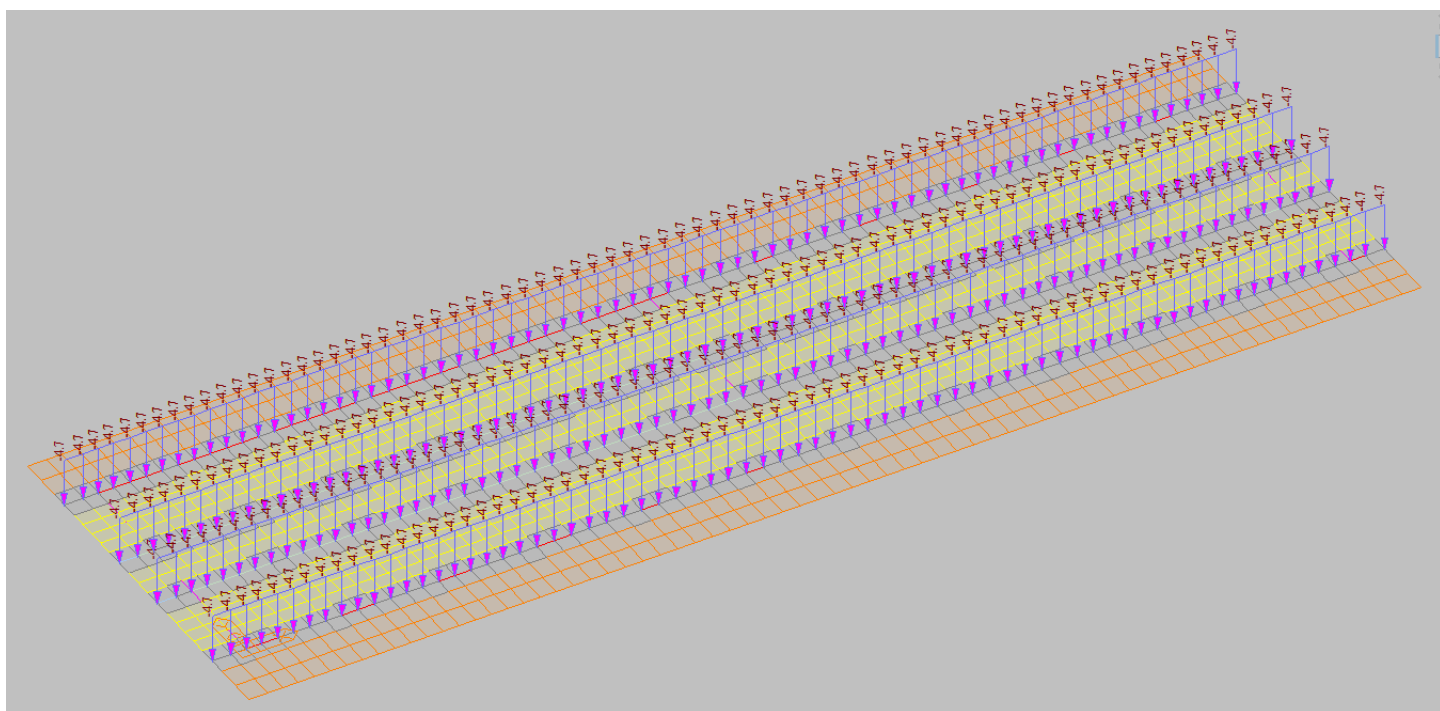
O peso próprio dos elementos não estruturais – lastro, dormentes e trilhos – foi contabilizado e modelado através de cargas lineares (ver Figuras seguintes) com as magnitudes:

- **Peso-Próprio do Lastro**  $\approx 18\text{kN/m}^3 \times [4,65\text{m} \times 0,54\text{m} - (2,8\text{m} \times 0,25\text{m} \times 0,29\text{m}) / 0,60\text{m}] / 2 = 18\text{kN/m}^3 \times 2,173\text{m}^2 / 2 = 19,6\text{kN/m/viga}$ ;
- **Peso-Próprio dos Dormentes**  $\approx 25\text{kN/m}^3 \times (2,8\text{m} \times 0,25\text{m} \times 0,29\text{m}) / 0,60\text{m} / 2 = 4,2\text{kN/viga}$ ;
- **Peso-Próprio dos Trilhos (e acessórios de fixação)**  $\approx 1,0\text{kN/viga}$ .

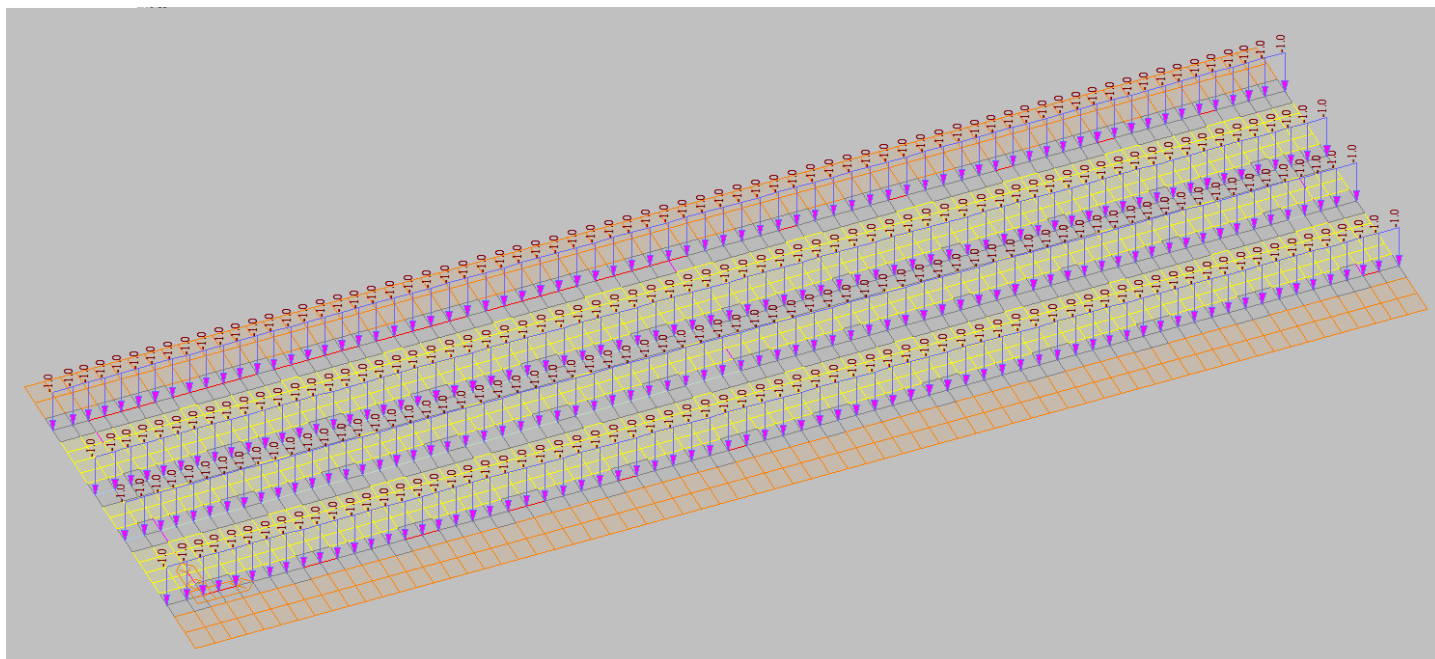




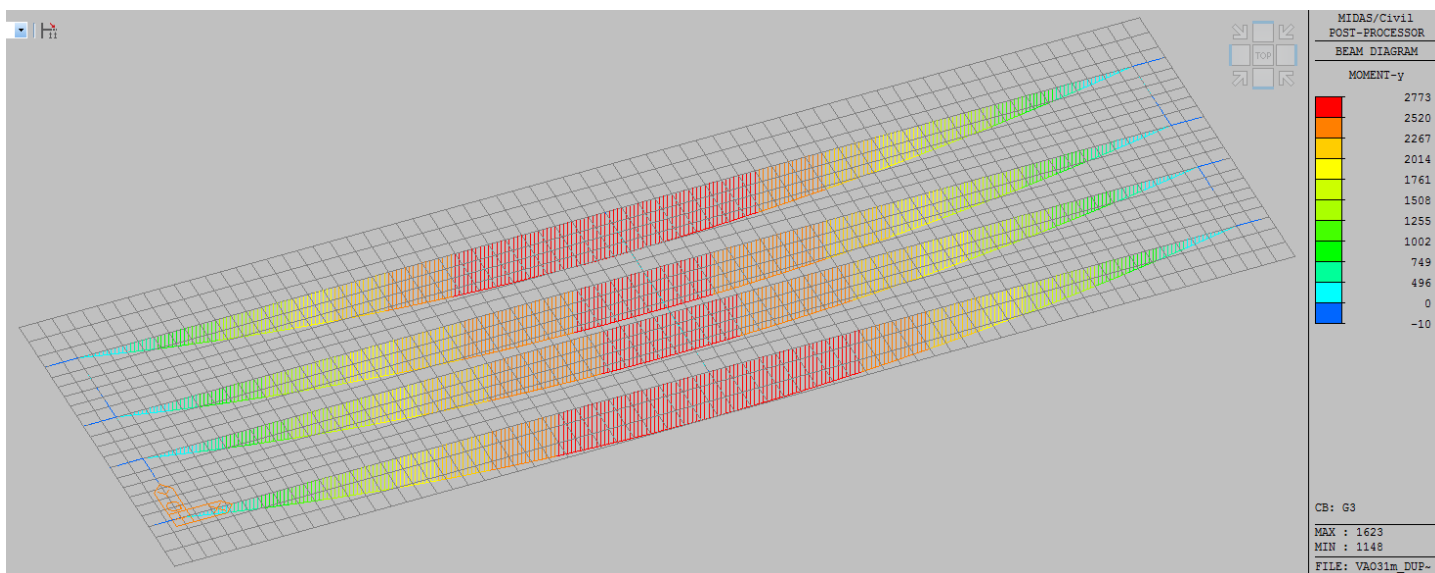
**Figura 18 – Vista da modelagem do peso-próprio do lastro (cargas G3)**



**Figura 19 – Vista da modelagem do peso-próprio dos dormentes (cargas G3)**

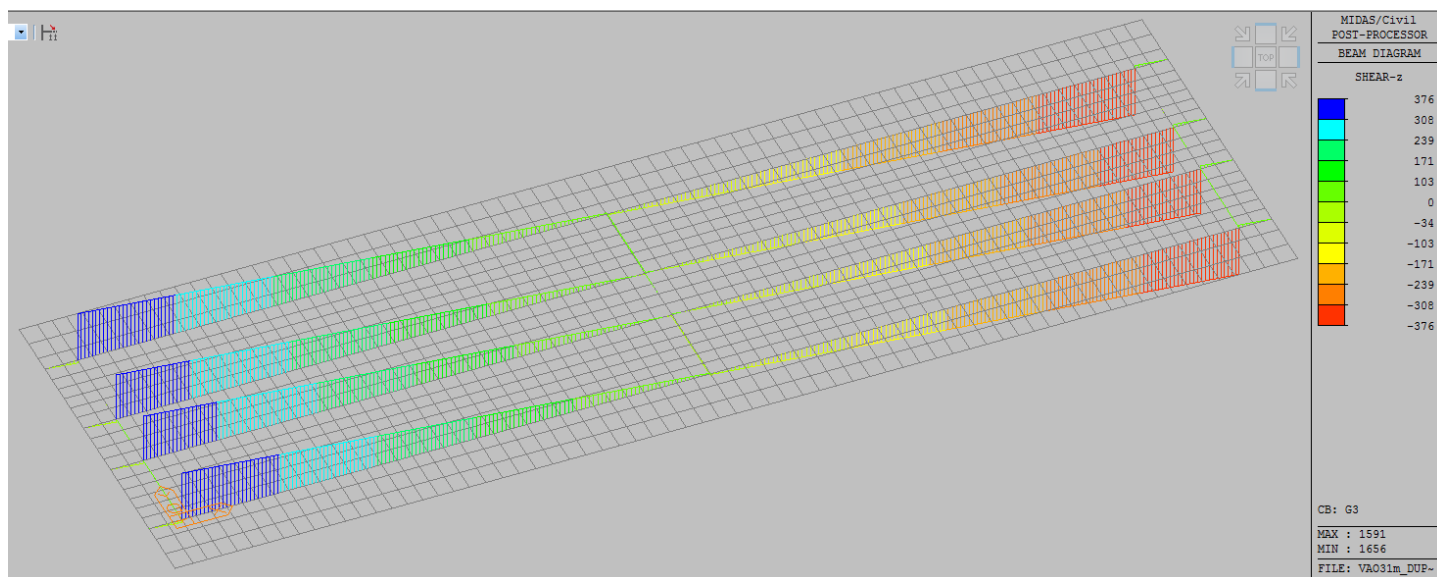


**Figura 20 – Vista da modelagem do peso-próprio dos trilhos com respectivos elementos de fixação (cargas G3)**

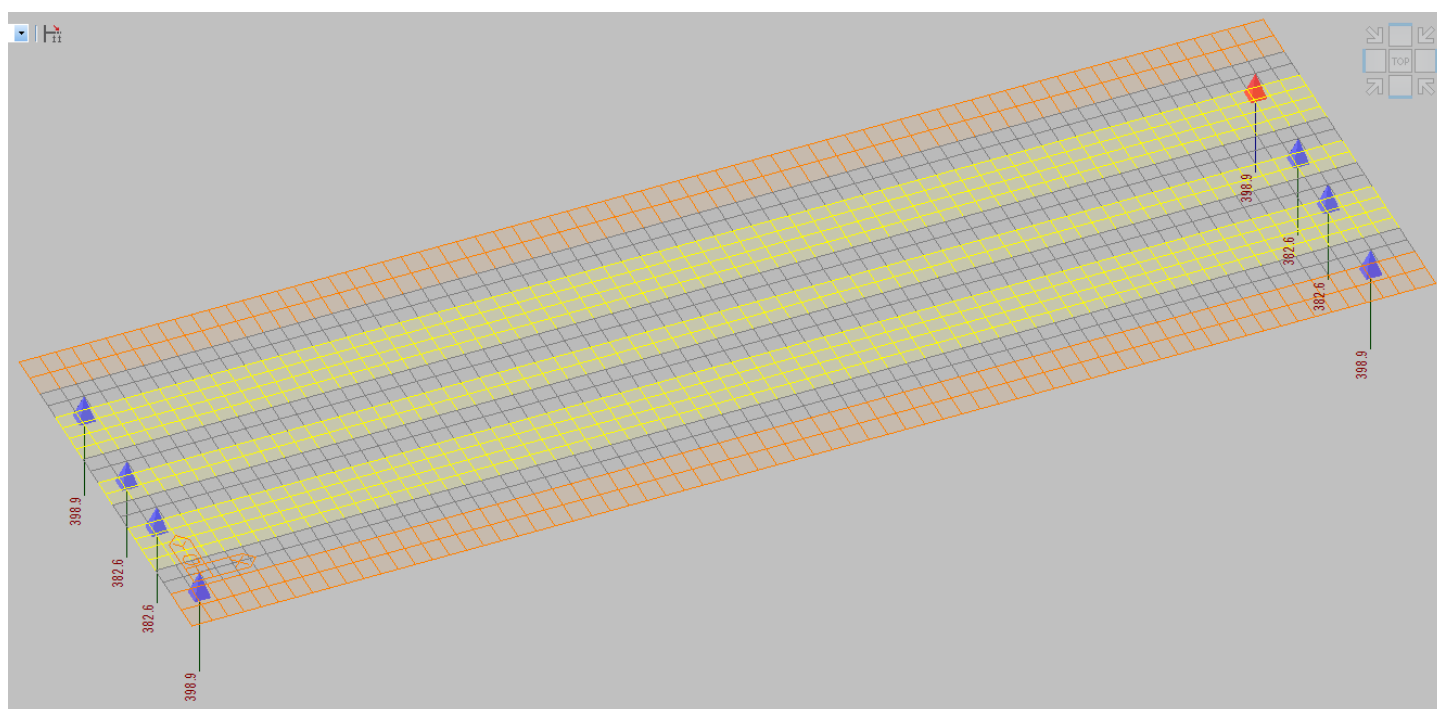


**Figura 21 – G3: Momentos-Fletores  $M_y$  (valores em kNm, ao lado da legenda colorida: valor máximo (vermelho) = +2.773kNm; valor mínimo (azul) = -10kNm)**





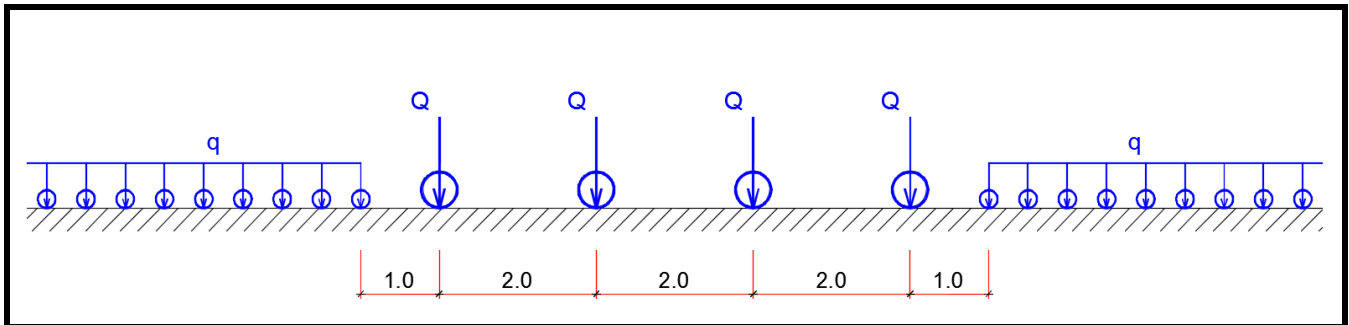
**Figura 22 – G3: Cortante Vertical  $V_z$  (valores em kN, ao lado da legenda colorida: valor máximo (azul) = +376kN; valor mínimo (vermelho) = -376kN)**



**Figura 23 – G3: Reações  $R_z$  (valores em kN:  $R_{z,esq.máx}$  = +399kN;  $R_{z,esq.mín}$  = +383kN)**

## 4.3 AÇÕES VARIÁVEIS

### 4.3.1 Trem-Tipo TB-360 (NBR 7189)



**Figura 24 – Esquema de carregamento do Trem Tipo TB-360**

De acordo com a norma em questão, para o trem TB-360, o valor da carga em cada eixo  $Q$  é igual a 360kN e o valor da carga distribuída  $q$ , para vagões carregados, é igual a 120kN/m.

Como estas obras podem comportar 2 trens simultaneamente, foi considerada a superposição dos trens tipo TB-360 de forma automática através de ferramentas incorporadas no programa MIDAS Civil. Tal como a norma NBR 7189 refere, não foi considerado nenhum coeficiente de simultaneidade atenuador, ou seja, menor que 1. Essa norma só permite tal atenuação para obras com 3 linhas ferroviárias ou mais.

A distância entre aparelhos de apoio é igual a 29,1m, originando, de acordo com a NBR 7189:

$$\varphi = 0,001 \times (1600 - 60 \times 29,1^{1/2} + 2,25 \times 29,1) = 1,342 > 1,2$$

$$\varphi = 1,342$$

### 4.3.2 Choque Lateral (NBR 7187)

$$F_{CL} = 20\% Q = 0,20 \times 360 = 72\text{kN/eixo/via}$$

#### 4.3.3 Frenação/Aceleração (NBR 7187)

$$\begin{aligned}F_{FA} &= \text{Máximo } \{15\% \text{ Carga Móvel}; 25\% \text{ Peso dos Eixos}\} / \text{via} = \\&= \text{Máximo } \{0,15 \times (4 \times 360 + 120 \times L_{\text{vagão}}); 0,25 \times 4 \times 360\} / \text{via} = \\&= \text{Máximo } \{216 + 0,15 \times 120 \times L_{\text{vagão}}; 360\} / \text{via}\end{aligned}$$

##### ***Exemplos:***

##### ***i. Cenário só com Locomotiva em cima do Vão:***

$$F_{FA} = \text{Máximo } \{216; 360\} = 360\text{kN/via}$$

##### ***ii. Cenário com Locomotiva e resto do vão ocupado por Vagões:***

$$\begin{aligned}F_{FA} &= \text{Máximo } \{216 + 0,15 \times 120 \times (31 - 7); 360\} = \\&= \text{Máximo } \{648; 360\} = 648\text{kN/via}\end{aligned}$$

##### ***iii. Cenário com vão apenas ocupado por Vagões:***

$$F_{FA} = \text{Máximo } \{0,15 \times 120 \times 31; 0\} = 558\text{kN/via}$$

Nos cálculos efetuados foram calculados os efeitos para todas as variantes condicionantes em relação a esta ação.

#### 4.3.4 Vento (NBR 6123 / NBR 7187)

A ação do vento foi contabilizada considerando o cenário em que todo o vão está carregado:

$$q_v \approx 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{\text{influência}} = 2,85 \text{ (viga)} + 0,25 \text{ (laje)} + 0,53 \text{ (lastro)} + 3,50 \text{ (trem)} = 7,13 \text{ m}$$

$$F_v = 1,00 \times 7,13 = 7,13 \text{ kN/m (força aplicada a } 7,13 / 2 = 3,57 \text{ m acima da face inferior das vigas)}$$

#### 4.3.5 Variação Sazonal de Temperatura (NBR 6118)

De acordo com o parágrafo §11.4.2.1 da NBR 6118, foi considerada uma variação uniforme de temperatura de  $\pm 15^\circ\text{C}$ .

#### 4.3.6 Efeitos Diferidos no Concreto Armado e Protendido (NBR 6118)

Para simular os efeitos da retração do concreto e das perdas diferidas da protensão, foi considerada uma variação uniforme de temperatura equivalente de  $-40^\circ\text{C}$ .

## 4.4 PRINCIPAIS RESULTADOS

Tabela 3 – Principais Resultados nas Seções de Referência – Viga Exterior

Viga Pré-Moldada Protendida (Exterior) para Vão de 31m (entre juntas)						
Seção de Referência	S.0	S.1	S.2	S.3	S.4	S.5
X (m)	0.00	2.91	5.82	8.73	11.64	14.55
Momentos-Fletores Característicos (tfm)						
$M_{G1.k}$	0	125	231	306	350	373
$M_{G2.k}$	0	65	124	165	183	181
$M_{G3.k}$	0	86	167	228	262	277
$M_{Q.k}$	0	257	493	670	773	824
Esforços Cortantes Característicos (tf)						
$V_{G1.k}$	55	43	29	20	12	3
$V_{G2.k}$	28	24	17	10	4	-4
$V_{G3.k}$	37	31	24	16	9	1
$V_{Q.k}$	110	97	78	63	51	40
Reações nos Apoios (tf)						
$R_{G1.k}$	63	---	---	---	---	---
$R_{G2.k}$	32	---	---	---	---	---
$R_{G3.k}$	40	---	---	---	---	---
$R_{Q.k}$	120	---	---	---	---	---
Deslocamentos (mm)						
$\delta_{G1.k}$	0	-1	-3	-4	-5	-5
$\delta_{G2.k}$	0	-1	-1	-2	-2	-3
$\delta_{G3.k}$	0	-1	-2	-3	-3	-4
$\delta_{Q.k}$	0	-3	-6	-8	-10	-10
Rotações nos Apoios ( $\times 10^{-4}$ rad)						
$\alpha_{G1.k}$	5	---	---	---	---	---
$\alpha_{G2.k}$	3	---	---	---	---	---
$\alpha_{G3.k}$	4	---	---	---	---	---
$\alpha_{Q.k}$	11	---	---	---	---	---
NOTA: Os valores referentes à carga móvel não estão majorados pelo coeficiente de impacto $\varphi$						

**Tabela 4 – Principais Resultados nas Seções de Referência – Viga Interior**

<b>Viga Pré-Moldada Protendida (Interior) para Vão de 31m (entre juntas)</b>						
<b>Seção de Referência</b>	<b>S.0</b>	<b>S.1</b>	<b>S.2</b>	<b>S.3</b>	<b>S.4</b>	<b>S.5</b>
<b>X (m)</b>	0.00	2.91	5.82	8.73	11.64	14.55
<b>Momentos-Fletores Característicos (tfm)</b>						
<b>M<sub>G1.k</sub></b>	0	119	219	288	327	345
<b>M<sub>G2.k</sub></b>	0	51	101	141	167	187
<b>M<sub>G3.k</sub></b>	0	82	158	214	244	255
<b>M<sub>Q.k</sub></b>	0	252	480	645	727	754
<b>Esforços Cortantes Característicos (tf)</b>						
<b>V<sub>G1.k</sub></b>	53	40	27	18	10	1
<b>V<sub>G2.k</sub></b>	21	19	15	11	8	5
<b>V<sub>G3.k</sub></b>	35	30	22	14	7	-1
<b>V<sub>Q.k</sub></b>	109	95	78	62	49	-47
<b>Reações nos Apoios (tf)</b>						
<b>R<sub>G1.k</sub></b>	63	---	---	---	---	---
<b>R<sub>G2.k</sub></b>	21	---	---	---	---	---
<b>R<sub>G3.k</sub></b>	38	---	---	---	---	---
<b>R<sub>Q.k</sub></b>	142	---	---	---	---	---
<b>Deslocamentos (mm)</b>						
<b>δ<sub>G1.k</sub></b>	0	-1	-3	-4	-5	-5
<b>δ<sub>G2.k</sub></b>	0	-1	-1	-2	-2	-2
<b>δ<sub>G3.k</sub></b>	0	-1	-2	-3	-3	-4
<b>δ<sub>Q.k</sub></b>	0	-3	-6	-8	-10	-10
<b>Rotações nos Apoios (x 10<sup>-4</sup> rad)</b>						
<b>α<sub>G1.k</sub></b>	5	---	---	---	---	---
<b>α<sub>G2.k</sub></b>	3	---	---	---	---	---
<b>α<sub>G3.k</sub></b>	4	---	---	---	---	---
<b>α<sub>Q.k</sub></b>	11	---	---	---	---	---
<b>NOTA: Os valores referentes à carga móvel não estão majorados pelo coeficiente de impacto φ</b>						



## 4.5 TENSÕES SOLICITANTES E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA PROTENSÃO

Tabela 5 – Quadro de Tensões na Seção de Meio-Vão (Seção S.5) – Viga Exterior

PROTENSÃO: FASE ÚNICA										Unidades: tf, m										Rev 0										Data 23/09/2015																																							
PROJETO: Fegão																																																																					
EL. ESTR. LONG EXTERIOR (Tab. Duplo)																																																																					
CONCRETO 35 MPa										fct,f = 1,2. fctk = 269.67 tf.m <sup>2</sup>										AÇO CP 190 RB 12										CORDOALHAS 12,7																																							
Número de Cabos = 5										cabos de 12 CORDOALHAS 12,7										Na,i máx (1 cordoalha) = 0,75.fptk.Ap = 14.108 tf										Na,i máx (1 cabo) = 169.29 tf; Nai adt= 158.00 tf																																							
SEÇÃO: 4										COMBINAÇÃO RARA										SEÇÃO: 4										COMBINAÇÃO FREQUENTE										ψ1 = 0.8																													
0,66. fck = 2310.00										0,60. fck = 2100.00																																																											
Car. Geom. Seção Inicial										S= 1.1513 S= 1.1513										Car. Geom. Seção Inicial										S= 1.1513 S= 1.1513																																							
J= 1.1260										ys= -1.5578 yi= 1.2922										J= 1.1260										ys= -1.5578 yi= 1.2922																																							
										Ws= -0.7228 Wi= 0.6714																				Ws= -0.7228 Wi= 0.6714																																							
										ks= -0.6278 ki= 0.7569																				ks= -0.6278 ki= 0.7569																																							
Dist. CG cabos à B. Inferior 0.138																				Dist. CG cabos à B. Inferior 0.138																																																	
Excentricidade 1.155										1.155 1.155 1.155										Excentricidade 1.155										1.155 1.155 1.155																																							
Car. Geom. Seção Final										S= 1.8203 S= 1.8203 S= 1.8203										Car. Geom. Seção Fi										S= 1.8203 S= 1.8203 S= 1.8203																																							
J= 2.3318										ys= -1.1887 ys*= -0.9887 yi= 1.9113										J= 2.3318										ys= -1.1887 ys*= -0.9887 yi= 1.9113																																							
Esp. Laje= 0.2										Ws= -1.9617 Jf / y*= -2.3585 Wi= 1.2200										Esp. Laje= 0.2										Ws= -1.9617 Jf / y*= -2.3585 Wi= 1.2200																																							
										ks= -1.0777 ks*= -1.2957 ki= 0.6703																				ks= -1.0777 ks*= -1.2957 ki= 0.6703																																							
Dist. CG cabos à B. Inferior 0.138																				Dist. CG cabos à B. Inferior 0.1375																																																	
Excentricidade 1.774										1.774 1.774 1.774										Excentricidade 1.774										1.774 1.774 1.774																																							
SEÇÃO 4										B. SUPERIOR										B. INTERMEDIÁRIA										B. INFERIOR																																							
										σ1										Σσ1										σ*										Σσ*										σ2										Σσ2									
										tf.m <sup>-2</sup>										tf.m <sup>-2</sup>										tf.m <sup>-2</sup>										tf.m <sup>-2</sup>										tf.m <sup>-2</sup>										tf.m <sup>-2</sup>									
SITUAÇÕES SEM PERDAS																				SITUAÇÕES SEM PERDAS																																																	
Po -907.39																				Po -907.39																																																	
MpHip 0.00																				MpHip 0.00																																																	
Mg1 373.00																				Mg1 373.00																																																	
Mg2 181.00																				Mg2 181.00																																																	
SITUAÇÕES COM PERDAS PARCIAIS																				SITUAÇÕES COM PERDAS PARCIAIS																																																	
ΔPo,1 0.00 0.00										0.00 0.00										ΔPo,1 0.00 0.00										0.00 0.00																																							
ΔMPHip 0.00 0.00										0.00 0.00										ΔMPHip 0.00 0.00										0.00 0.00																																							
Mg3 277.00										-141.21 -141.21 -117.45 -222.51 227.04 -1.127.77										Mg3 277.00										-141.21 -141.21 -117.45 -222.51 227.04 -1.127.77																																							
Mq+ (1X) 1,105.81										-563.71 -704.91 -468.86 -691.38 906.38 -221.40										Mq+ (0,8X) 884.65										-450.96 -592.17 -375.09 -597.60 725.10 -402.67																																							
Mq- (1X) 0.00 0.00										-141.21 0.00 -222.51 0.00 -1.127.77										Mq- (0,8x) 0.00 0.00										-141.21 0.00 -222.51 0.00 -1.127.77																																							
SITUAÇÕES COM PERDAS FINAIS																				SITUAÇÕES COM PERDAS FINAIS																																																	
ΔPo,2 173.32 -61.50										-35.13 347.21										ΔPo,2 173.32 -61.50										-35.13 347.21																																							
ΔMPHip 0.00 0.00										0.00 0.00										ΔMPHip 0.00 0.00										0.00 0.00																																							
Po+ΔP+Mg										-202.71										Po+ΔP+Mg										-202.71																																							
Po+ΔP+Mg+Mq+										-766.41										Po+ΔP+Mg+Mq+										-653.67																																							
Po+ΔP+Mg+Mq-										-202.71										Po+ΔP+Mg+Mq-										-202.71																																							
MTemperatur 0.00 0.00										0.00 0.00										MTemperatura 0.00 0.00										0.00 0.00																																							
Po+ΔP+Mg+ Temperatura										-202.71										Po+ΔP+Mg+ Temperatura										-202.71																																							
Po+ΔP+Mg+Mq+ +Temp.										-766.41										Po+ΔP+Mg+Mq+ +Temp.										-653.67																																							
Po+ΔP+Mg+Mq- +Temp.										-202.71										Po+ΔP+Mg+Mq- +Temp.										-202.71																																							
AÇÃO COL 1 COL 2 COL 3 COL 4 COL 5 COL 6																				AÇÃO COL 7 COL 8 COL 9 COL 10 COL 11 COL 12																																																	
NOTA:										As colunas ímpares fornecem, em cada linha, os valores de tensões correspondentes aos esforços aplicados.										COMBINAÇÃO QUASE-PERMANENTE										ψ2 = 0.60																																							
										As colunas pares fornecem a soma acumulada de tensões, correspondentes aos esforços aplicados, em sequência.																																																											
RESUMO DE TENSÕES, MÁXIMAS E MÍNIMAS																																																																					
										B. SUPERIOR										B. INTERMEDIÁRIA										B. INFERIOR																																							
										σ máx σ mín										σ máx σ mín										σ máx σ mín																																							
										(tf.m <sup>2</sup> )																																																											
CONSTR.										-141 -141 145 -223 -1,128 -1,563																																																											
Q- PERM.										-141 -541 -223 -539 -237 -1,128																																																											
FREQUENTE										-141 -654 -223 -633 -55 -1,128																																																											
RARA										-141 -766 -223 -727 126 -1,128																																																											

**Tabela 6 – Quadro de Tensões na Seção de Meio-Vão (Seção S.5) – Viga Interior**

PROTENSÃO: FASE ÚNICA																								
			Unidades: tf, m			Rev		Data																
						0		23/09/2015																
PROJETO: Fegraão																								
EL. ESTR. LONG INTERIOR (Tab. Duplo)																								
CONCRETO			35	MPa	fct,f = 1,2. fctk = 269.67			tf.m <sup>-2</sup>	AÇO CP 190 RB 12 CORDOALHAS 12,7															
Número de Cabos =			5	cabos de		12	CORDOALHAS 12,7																	
Na,i máx (1 cordoalha) =			0,75.fptk.Ap = 14.108					tf	Na,i máx (1 cabo) = 169.29 tf; Nai adt= 158.00 tf															
SEÇÃO: 4			COMBINAÇÃO RARA					SEÇÃO: 4			COMBINAÇÃO FREQUENTE		ψ1 = 0.8											
0,66. fck = 2310.00			0,60. fck = 2100.00																					
Car. Geom. Seção Inicial			S= 1.1513					S= 1.1513	Car. Geom. Seção Inicial			S= 1.1513	S= 1.1513											
J= 1.1260			ys= -1.5578					yi= 1.2922	J= 1.1260			ys= -1.5578	yi= 1.2922											
			Ws= -0.7228					Wi= 0.8714				Ws= -0.7228	Wi= 0.8714											
			ks= -0.6278					ki= 0.7569				ks= -0.6278	ki= 0.7569											
Dist. CG cabos à B. Inferior			0.138					Dist. CG cabos à B. Inferior					0.138											
Excentricidade			1.155					1.155	Excentricidade			1.155												
Car. Geom. Seção Final			S= 1.6825					S= 1.6825	Car. Geom. Seção Fi			S= 1.6825	S= 1.6825											
J= 2.1542			ys= -1.2779					ys*= -1.0779	yi= 1.8221	J= 2.1542			ys= -1.2779	ys*= -1.0779	yi= 1.8221									
Esp. Laje= 0.2			Ws= -1.6858					Jf / y*= -1.9985	Wi= 1.1823	Esp. Laje= 0.2			Ws= -1.6858	Jf / y*= -1.9985	Wi= 1.1823									
			ks= -1.0019					ks*= -1.1878	ki= 0.7027				ks= -1.0019	ks*= -1.1878	ki= 0.7027									
Dist. CG cabos à B. Inferior			0.138					Dist. CG cabos à B. Inferior					0.1375											
Excentricidade			1.685					1.685	Excentricidade			1.685		1.685										
SEÇÃO 4			B. SUPERIOR		B. INTERMEDIÁRIA		B. INFERIOR		SEÇÃO 4			B. SUPERIOR		B. INTERMEDIÁRIA		B. INFERIOR								
			σ1		Σσ1		σ*		Σσ*		σ1		Σσ1		σ*		Σσ*							
			tf.m <sup>-2</sup>		tf.m <sup>-2</sup>		tf.m <sup>-2</sup>		tf.m <sup>-2</sup>		tf.m <sup>-2</sup>		tf.m <sup>-2</sup>		tf.m <sup>-2</sup>		tf.m <sup>-2</sup>							
SITUAÇÕES SEM PERDAS																								
Po			-907.39				661.38				-1.990.6													
MpHip			0.00				0.00				0.00													
Mg1			345.00				-477.30		184.08		395.92		-1.594.66											
Mg2			184.00				-254.56		-70.48		211.16		-1.383.51											
SITUAÇÕES COM PERDAS PARCIAIS																								
ΔPo,1			0.00		0.00		0.00				0.00													
ΔMPHip			0.00		0.00		0.00				0.00													
Mg3			255.00		-151.27		-151.27		-127.59		-198.07		215.68		-1.167.82									
Mq+ (1X)			1.011.87		-600.24		-751.51		-506.30		-704.37		855.86		-311.96		Mq+ (0,8X) 809.49							
Mq-(1x)			0.00		0.00		-151.27		0.00		-198.07		0.00		-1.167.82		Mq- (0,8x) 0.00							
SITUAÇÕES COM PERDAS FINAIS																								
ΔPo,2			173.32		-70.19				-43.08				349.97											
ΔMPHip			0.00		0.00		0.00				0.00													
Po+ΔP+Mg					-221.45				-241.15				-817.85				Po+ΔP+Mg							
Po+ΔP+Mg+Mq+					-821.70		-747.45						-817.85				Po+ΔP+Mg+Mq+							
Po+ΔP+Mg+Mq-					-221.45		-241.15						-817.85				Po+ΔP+Mg+Mq-							
MTemperatur			0.00		0.00		0.00		0.00								MTempera							
Po+ΔP+Mg+ Temperatura					-221.45				-241.15				-817.85				Po+ΔP+Mg+ Temperatura							
Po+ΔP+Mg+Mq+ +Temp.					-821.70		-747.45				38.01						Po+ΔP+Mg+Mq+ +Temp.							
Po+ΔP+Mg+Mq- +Temp.					-221.45		-241.15				-817.85						Po+ΔP+Mg+Mq- +Temp.							
AÇÃO			COL 1	COL 2	COL 3	COL 4	COL 5	COL 6	AÇÃO									COL 7	COL 8	COL 9	COL 10	COL 11	COL 12	
NOTA: As colunas ímpares fornecem, em cada linha, os valores de tensões correspondentes aos esforços aplicados.																								
As colunas pares fornecem a soma acumulada de tensões, correspondentes aos esforços aplicados, em sequência.																								
RESUMO DE TENSÕES, MÁXIMAS E MÍNIMAS																								
			B. SUPERIOR		B. INTERMEDIÁRIA		B. INFERIOR																	
			σ máx		σ mín		σ máx		σ mín		σ máx		σ mín											

A análise das Tabelas anteriores revela que as vigas “exteriores” são condicionantes em termos de tensões, pelo que se apresenta de seguida o resumo para esse caso:

### Cargas G

- $\sigma_{G1,inf} = 373 / 0,862 = +432,7 \text{tf/m}^2 = +4,327 \text{MPa}$  (seção inicial)

- $\sigma_{G2,inf} = 181 / 0,862 = +210,0\text{tf/m}^2 = +2,100\text{MPa}$  (seção inicial)
- $\sigma_{G3,inf} = 277 / 1,222 = +226,7\text{tf/m}^2 = +2,267\text{MPa}$  (seção final)
- $\Sigma\sigma_{G,inf} = +869,4\text{tf/m}^2 = +8,694\text{MPa}$

### Cargas P

- 6 cabos 12 cordoalhas  $\varnothing 0,5'' = 72$  cordoalhas  $\varnothing 0,5''$
- $y_{P,inf,equiv.} = 0,138\text{m} \Rightarrow e_{inicial} = 1,149\text{m} // e_{final} = 1,775\text{m}$
- $P_{0i} = 72 \times 1,009 \times 140,22 = 10.187\text{kN}$
- Perdas Instântaneas = 11%  $\Rightarrow P_0 = 9.066\text{kN}$
- Perdas Instântaneas + Diferidas = 28%  $\Rightarrow P_{\infty} = 7.335\text{kN}$
- $\sigma_{P0,inf} = -906,6 / 1,151 - 906,6 \times 1,149 / 0,862 = -1.996,1\text{tf/m}^2 = -19,961\text{MPa}$  (seção inicial)
- $\Delta\sigma_{P\infty,inf} = (906,6 - 733,5) / 1,780 + (906,6 - 733,5) \times 1,775 / 1,222 = +348,7\text{tf/m}^2 = +3,487\text{MPa}$  (seção final)
- $\Sigma\sigma_{P,inf} = -1.647,4\text{tf/m}^2 = -16,474\text{MPa}$

### Cargas Q

- $\psi_1 = 1,0 // \psi_2 = 0,6$
- $\varphi = 1,342$
- $\varphi \cdot \sigma_{Q,inf} = 1,342 \times 824 / 1,222 = +904,9\text{tf/m}^2 = +9,049\text{MPa}$  (seção final)

### Combinação Frequente (Estado Limite de Formação de Fissura)

- $\sigma_{inf, \text{máx}} < f_{ct,fiss} = 1,2 \times (0,7 \times 0,3 \times 35^{2/3}) \times 100 = 269,6\text{tf/m}^2 = 2,696\text{MPa}$

- $\Sigma\sigma_{\text{freq,inf}} = 869,4 - 1.647,4 + 1,0 \times 904,9 = +126,9 \text{tf/m}^2 = +1,269 \text{MPa} < +2,696 \text{MPa} = f_{\text{ct,fiss}}$

Combinação Frequente (Estado Limite de Descompressão)

- $\sigma_{\text{inf, máx}} < 0$
- $\Sigma\sigma_{\text{cqp,inf}} = 869,4 - 1.647,4 + 0,6 \times 904,9 = -235,1 \text{tf/m}^2 = -2,351 \text{MPa} < 0$

## 5 MEMÓRIA DE CÁLCULO – MESO-ESTRUTURA

### 5.1 CÁLCULO DOS ESFORÇOS ATUANTES

Neste capítulo será apresentado o cálculo dos esforços atuantes na estrutura, através da distribuição longitudinal e transversal das ações. Estes esforços servirão para o pré-dimensionamento dos pilares, blocos e fundações.

#### 5.1.1 Distribuição Dos Esforços Longitudinais

Para a distribuição dos esforços longitudinais da estrutura, utilizou-se a ferramenta computacional Ftool, onde se modelou uma estrutura padrão como segue:

- 3 vãos de 31,0m;
- Apoios extremos diretamente no encontro;
- Apoios intermediários nas travessas;
- Travessas apoiadas em pilares de 12,00m de altura;
- Neoprene com rigidez de 6250kN/m.

Os carregamentos considerados para o pré-dimensionamento estrutural dos pilares e blocos são os seguintes:

- a) Peso próprio da estrutura (G) – Considerou-se o peso do tabuleiro, dos encontros e das travessas (peso específico do concreto armado - 25 kN/m<sup>3</sup>), e também o peso de lastro sobre a OAE (peso específico do lastro – 19 kN/m<sup>3</sup>).

$$A_{\text{tab}} = 7,84\text{m}^2$$

$$G_1 = 7,84\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3 = 196,0\text{kN/m}$$

$$A_{\text{lastro}} = 5,05\text{m}^2$$

$$G_2 = 5,05 \times 19\text{kN/m}^3 = 96,0\text{kN/m}$$

$$\underline{G = G_1 + G_2 = 196,0 + 96,0 = 292,0\text{kN/m}}$$

$P_{\text{encontro}} = (\text{área da seção transversal do encontro}) \times (\text{comprimento do encontro}) \times (\text{peso específico do concreto})$

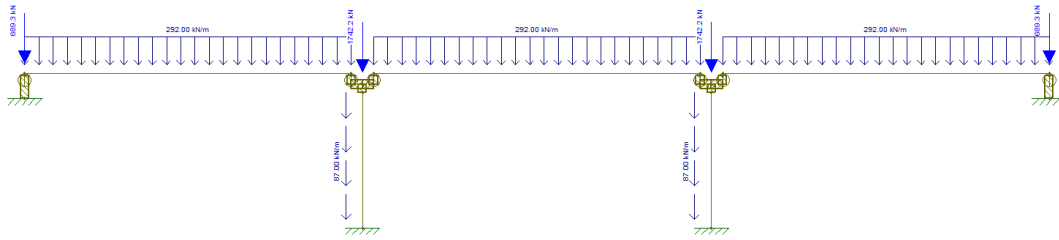
$$\underline{P_{\text{encontro}} = 2,73\text{m}^2 \times 10,10\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 689,3\text{kN}}$$

$P_{\text{travessa}} = (\text{área da seção transversal da travessa}) \times (\text{comprimento da travessa}) \times (\text{peso específico do concreto})$

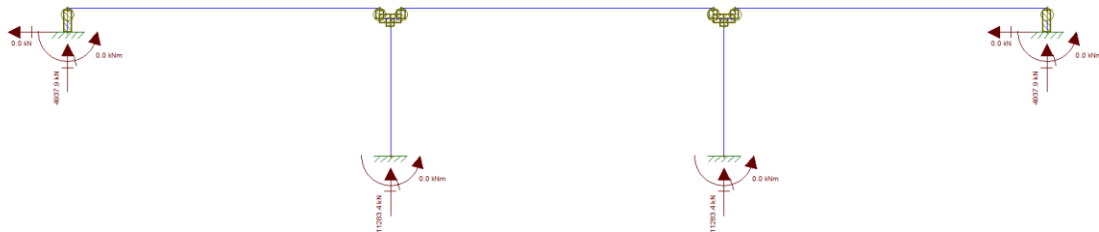
$$\underline{P_{\text{travessa}} = 6,90\text{m}^2 \times 10,10\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 1742,2\text{kN}}$$

$P_{\text{pilar}} = (\text{área da seção transversal do pilar}) \times (\text{peso específico do concreto})$

$$P_{\text{pilar}} = 3,48\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3 = 87,0\text{kN/m}$$



**Figura 25 – Carregamentos de peso próprio.**



**Figura 26 – Reações devido ao carregamento de peso próprio.**

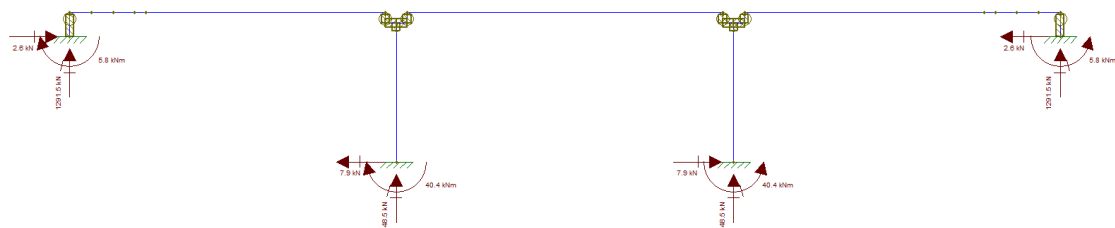
- b) Carregamento do trem-tipo ferroviário (Q) – Considerou-se o trem-tipo ferroviário classe 360 para o dimensionamento da estrutura, associado com uma carga linear de 120kN/m (vagão carregado). Simulou-se cinco posições com dois trens-tipo (situações críticas), tendo em vista que se tratam de OAE's de duas vias:

#### Posição 1 – trens-tipo próximos aos encontros



**Figura 27 – Carregamento dos trens-tipo + carga de distribuição na posição 1.**





**Figura 28 – Esforços devido ao carregamento dos trens-tipo + carga de distribuição na posição 1.**

### Posição 2 – trens-tipo próximo às travessas

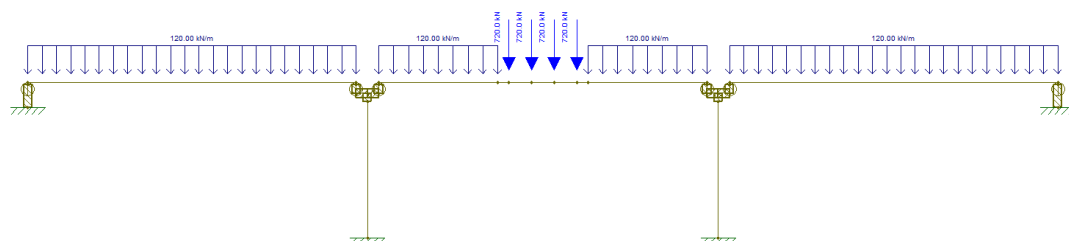


**Figura 29 – Carregamento dos trens-tipo + carga de distribuição na posição 2.**



**Figura 30 – Esforços devido ao carregamento dos trens-tipo + carga de distribuição na posição 2.**

### Posição 3 – trens-tipo entre dois vãos

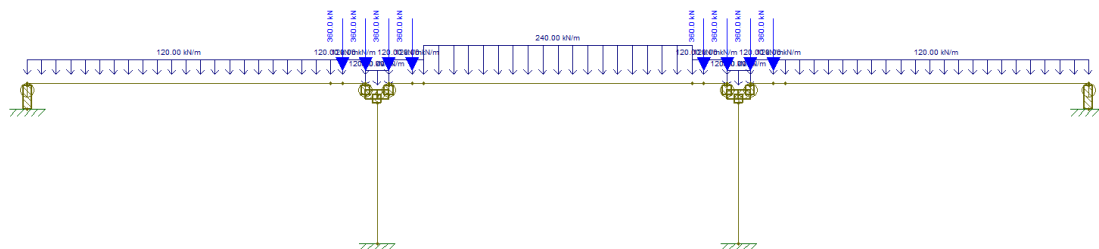


**Figura 31 – Carregamento dos trens-tipo + carga de distribuição na posição 3.**



**Figura 32 – Esforços devido ao carregamento dos trens-tipo + carga de distribuição na posição 3.**

Posição 4 – trens-tipo próximos às travessas, com carga de distribuição sobrepostas

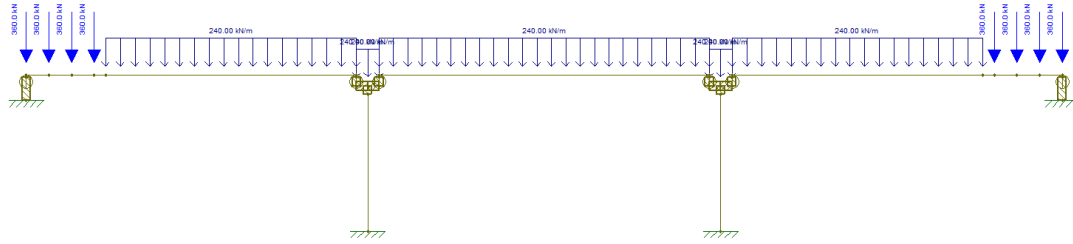


**Figura 33 – Carregamento dos trens-tipo + carga de distribuição na posição 4.**

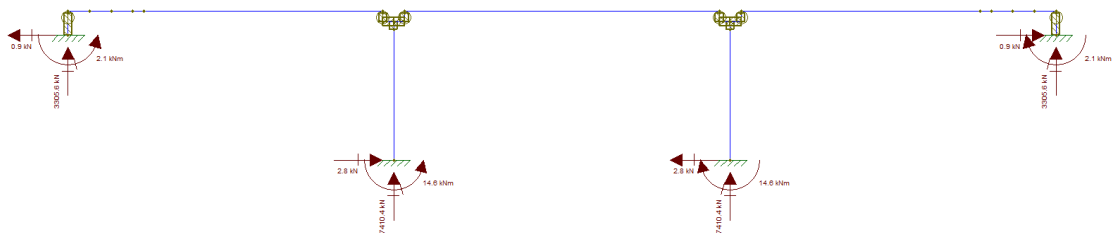


**Figura 34 – Esforços devido ao carregamento dos trens-tipo + carga de distribuição na posição 4.**

Posição 5 – trens-tipo próximos aos encontros, com carga de distribuição sobrepostas



**Figura 35 – Carregamento dos trens-tipo + carga de distribuição na posição 5.**



**Figura 36 – Esforços devido ao carregamento dos trens-tipo + carga de distribuição na posição 5.**

- c) Frenagem e aceleração (FA) – o esforço de frenagem e aceleração é aplicado em conjunto com os esforços do trem-tipo. Define-se o esforço de frenagem e aceleração como sendo o máximo entre os dois esforços:

15% da móvel total aplicada no vão da OAE

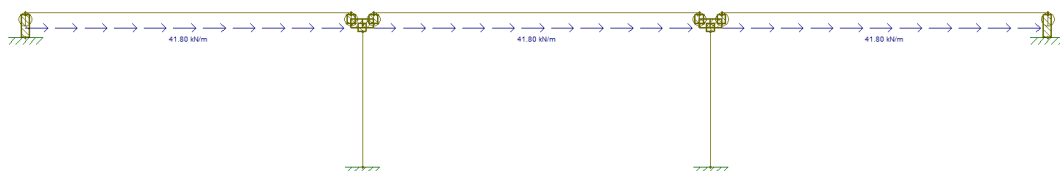
$$15\% \times [ 120\text{kN/m} \times (31,00\text{m} - 7,00\text{m}) + 4 \times 360\text{kN} ] = 648\text{kN}$$

25% da carga do trem-tipo

$$25\% \times (4 \times 360\text{kN}) = 360\text{kN}$$

$$\text{FA} = 648\text{kN} / 31,00\text{m} = 20,9\text{kN/m}$$

Lançou-se o esforço de frenagem na situação mais crítica para os pilares, e simulando a Frenagem/Aceleração de dois trens-tipo.

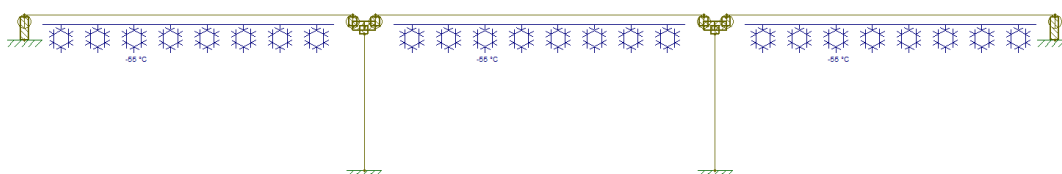


**Figura 37 – Carregamento de frenagem e aceleração.**



**Figura 38 – Esforços devido ao carregamento de frenagem e aceleração.**

- d) Variação uniforme equivalente de temperatura ( $T_{eq}$ ) – O cálculo da variação uniforme equivalente de temperatura é feito automaticamente pelo Ftool. Modelou-se as OAE's para uma variação sazonal de temperatura ( $-15^{\circ}\text{C}$ ), para uma variação de temperatura simulando os efeitos da retração ( $-15^{\circ}\text{C}$ ), e para uma variação de temperatura simulando os esforços de protensão ( $-25^{\circ}\text{C}$ ).



**Figura 39 – Inserção de uma variação de temperatura de  $55^{\circ}\text{C}$ .**



**Figura 40 – Esforços devido à variação de temperatura de  $55^{\circ}\text{C}$ .**

### 5.1.2 Distribuição Dos Esforços Transversais

- a) Impacto lateral (IL) – o esforço de impacto lateral é aplicado em conjunto com os esforços do trem-tipo. Define-se o esforço de impacto lateral como sendo 20% do eixo mais carregado ( $20\% \times 360\text{kN} = 72\text{kN}$ ).

Analisou-se 2 casos, um com o impacto atuando próximo ao encontro e outro com o impacto atuando próximo à travessa. Simulou-se o impacto como cargas verticais, porém trata-se de um esforço horizontal.



**Figura 41 – Impacto lateral atuando próximo ao encontro.**



**Figura 42 – Esforços devido ao impacto lateral atuando próximo ao encontro.**



**Figura 43 – Impacto lateral atuando próximo à travessa.**



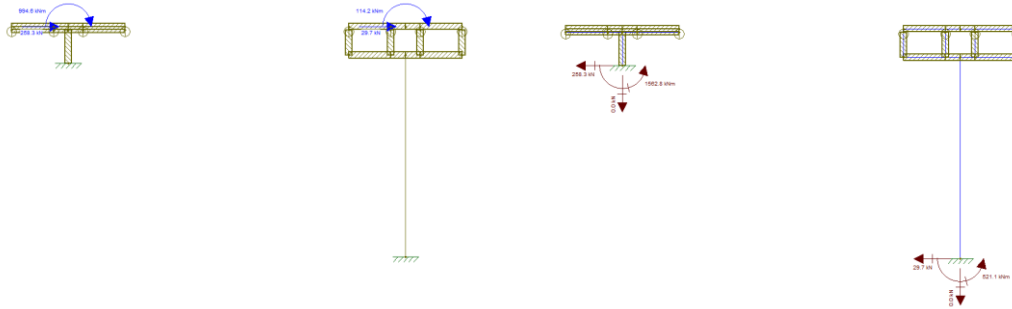
**Figura 44 – Esforços devido ao impacto lateral atuando próximo à travessa.**

Com a distribuição longitudinal calculada, partiu-se para a distribuição transversal.

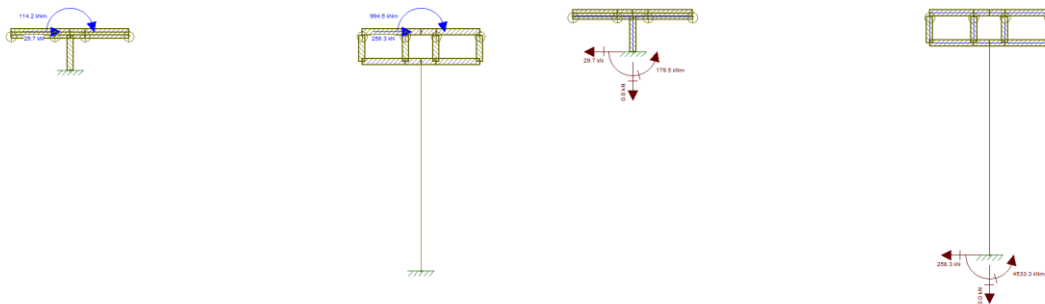
- 1) Para as forças  $\rightarrow 29,7 / 288,0 = 10,3\%$  e  $258,3 / 288,0 = 89,7\%$

O momento atuante é:  $4 \times 72,0\text{kN} \times 3,85\text{m}$  (distância do topo do boleto ao neoprene) = 1108,8 kN.m

2) Extrapolando para os momentos  $\rightarrow 1108,8 \times 10,3\% = 114,2\text{kN.m}$  e  $1108,8 \times 89,7\% = 994,6\text{kN.m}$



**Figura 45 – Carregamento e esforços devido ao impacto lateral atuando próximo ao encontro.**



**Figura 46 – Carregamento e esforços devido ao impacto lateral atuando próximo à travessa.**

- b) Vento (V) – Considerou-se o efeito de vento agindo sobre a estrutura e sobre o trem. Utilizou-se uma altura de 7,00m e uma carga de vento de  $1,0\text{kN/m}^2$ .

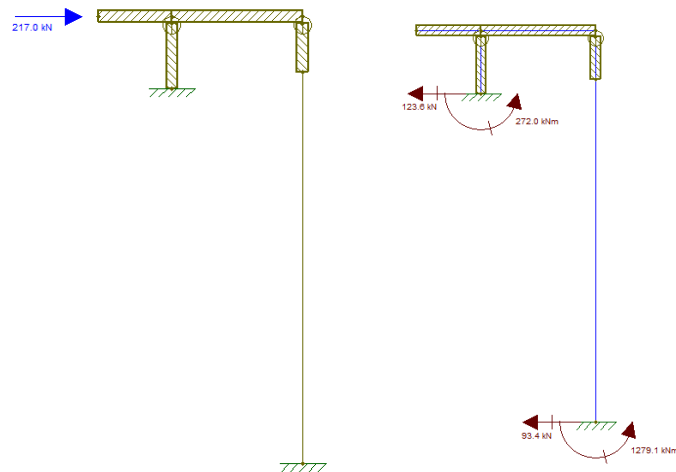
$$1,0\text{kN/m}^2 \times (7,00\text{m} \times 31,00\text{m}) = 217,0\text{kN}$$

Analisou-se 2 casos: (1) vento atuando em um vão com encontro e travessa; (2) vento atuando em um vão com duas travessas.

No caso (2), assumiu-se uma distribuição igual para ambas travessas.

Para o caso (1) do vento atuando em um vão com encontro e travessa, analisou-se a distribuição dos esforços longitudinais como segue abaixo.





**Figura 47 – Distribuição longitudinal dos carregamento e esforços devido ao vento para o caso (1).**

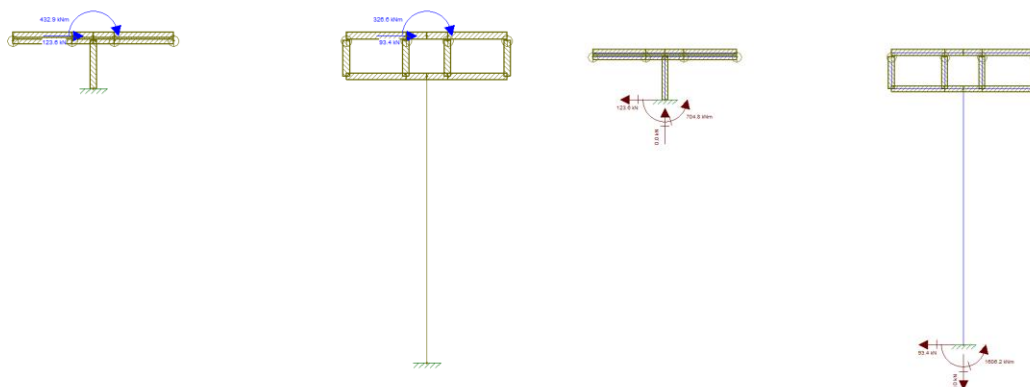
Com a distribuição longitudinal calculada, partiu-se para a distribuição transversal.

- 1) Para as forças  $\rightarrow 123,6 / 217,0 = 57,0\%$  e  $93,4 / 217,0 = 43,0\%$

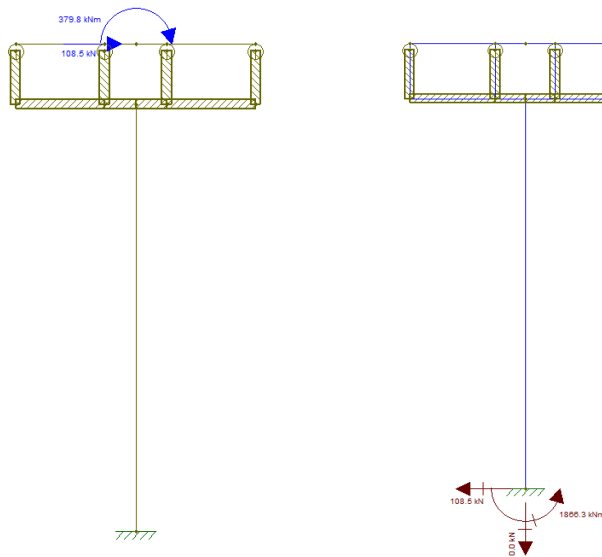
O momento atuante é:  $217,0\text{kN} \times 3,50\text{m}$  (distância média da estrutura + trem) =  $759,5 \text{ kN.m}$

- 2) Extrapolando para os momentos  $\rightarrow 759,5 \times 57,0\% = 432,9\text{kN.m}$  e  $759,5 \times 43,0\% = 326,6\text{kN.m}$

- 3) No caso (2) temos a força =  $108,5\text{kN}$  e o momento =  $379,8\text{kN.m}$



**Figura 48 – Distribuição transversal dos carregamento e esforços devido ao vento para o caso (1).**

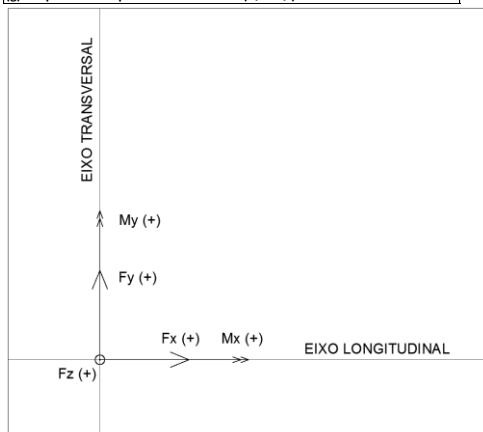


**Figura 49 – Distribuição transversal dos carregamento e esforços devido ao vento para o caso (1).**

### 1.2.3. Resumo dos esforços na base dos pilares e encontros

OAE FERROVIÁRIA - VÃO = 10.10M																					
		E1					AP1					AP2					E2				
	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	
G	0.0	0.0	4937.9	0.0	0.0	0.0	0.0	11283.4	0.0	0.0	0.0	0.0	11283.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4937.9	0.0	0.0
Q1 (a)	2.6	0.0	1291.5	0.0	5.8	-7.9	0.0	148.5	0.0	40.4	7.9	0.0	148.5	0.0	-40.4	-2.6	0.0	1291.5	0.0	-5.8	
Q2 (b)	24.4	0.0	1752.2	0.0	53.7	-73.3	0.0	2819.8	0.0	375.9	73.3	0.0	2819.8	0.0	-375.9	-24.4	0.0	1752.2	0.0	-53.7	
Q3 (c)	-17.0	0.0	1746.0	0.0	-37.4	51.0	0.0	4452.0	0.0	-261.5	-51.0	0.0	4452.0	0.0	261.5	17.0	0.0	1746.0	0.0	37.4	
Q4 (d)	-25.0	0.0	1770.7	0.0	-54.9	74.9	0.0	6533.3	0.0	-384.3	-74.9	0.0	6533.3	0.0	384.3	25.0	0.0	1770.7	0.0	54.9	
Q5 (e)	-0.9	0.0	3305.6	0.0	-2.1	2.8	0.0	7410.4	0.0	-14.6	-2.8	0.0	7410.4	0.0	14.6	0.9	0.0	3305.6	0.0	0.9	
FA	-904.8	0.0	0.0	0.0	-1990.5	-918.8	0.0	0.0	0.0	-12601.0	-918.8	0.0	0.0	0.0	-12601.0	-904.8	0.0	0.0	0.0	-1990.5	
Teq	-75.3	0.0	0.0	0.0	-165.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-75.3	0.0	0.0	0.0	-165.6	
V	0.0	-123.6	0.0	704.8	0.0	0.0	-201.9	0.0	3472.5	0.0	0.0	-201.9	0.0	3472.5	0.0	0.0	-123.6	0.0	704.8	0.0	
IL1 (f)	0.0	-258.3	0.0	1562.8	0.0	0.0	-29.7	0.0	521.1	0.0	0.0	-29.7	0.0	521.1	0.0	0.0	-258.3	0.0	1562.8	0.0	
IL2 (g)	0.0	-29.7	0.0	179.5	0.0	0.0	-258.3	0.0	4533.3	0.0	0.0	-64.6	0.0	1133.6	0.0	0.0	-258.3	0.0	4533.3	0.0	

Eixo x - longitudinal
Eixo y - transversal
(a) - posição 1
(a) - posição 2
(c) - posição 3
(d) - posição 4
(e) - posição 5
(f) - impacto lateral próximos aos encontros (Q1 e Q5)
(g) - impacto lateral próximos às travessas (Q2 e Q4)



## 5.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS APARELHOS DE APOIO

Os aparelhos de apoio de neoprene fretado possuem dimensões exteriores iguais a 70cm (*na direção transversal*)  $\times$  40cm (*na direção longitudinal*)  $\times$  7,3cm (*altura*) e são compostos por 5 chapas de aço com 0,4cm que fretam 4 camadas de neoprene com 1,2cm de espessura cada.

VERIFICAÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO DE NEOPRENE FRETADO (TIPO 2)									
GEOMETRIA DO APARELHO DE APOIO									
a (cm)	b (cm)	se (cm)	sn (cm)	hn (cm)	sa (cm)	ha (cm)	h (cm)		
40	75	0.25	1.2	4.8	0.4	2	7.3		
Nº de Camadas de Neoprene:			4	Nº de Chapas de Aço:			5		
ESFORÇOS APLICADOS									
CARGAS PERMANENTES				Vg (tf)	Hg,a (tf)	Hg,b (tf)	$\alpha a$ (rd)		
				138.80	2.20				
CARGAS VARIÁVEIS			REAÇÃO MÁXIMA			REAÇÃO MÍNIMA			
			Vp,máx	Ha comp	Hb comp	$\alpha a$ comp	Vp,mín	Ha comp	Hb comp $\alpha a$ comp
				26.86					
CARGAS TOTAIS			REAÇÃO MÁXIMA			REAÇÃO MÍNIMA			
			Vmáx	Ha comp	Hb comp	$\alpha a$ comp	Vmín	Ha comp	Hb comp $\alpha a$ comp
			277.00	29.06			239.80		
Geometria do Aparelho					Esforços e Deformações Aplicados				
ha(cm)					ua (cm)=		4.65	ub (cm)= 0	
h (cm)=					$\alpha a$ (rd) =		6.00E-03		

1- Rigidez do Aparelho:	$k_{neopr} = \frac{A \cdot G}{h_n}$	625.00	tf/m	
2- Coeficiente de Forma:	$\mu = \frac{a \cdot b}{2 \cdot s \cdot (a + b)}$	10.87		a
3-Verificação à compressão:	$A_{red} = ab \cdot (1 - \frac{u_a}{a} - \frac{u_b}{b})$	2651.28	cm <sup>2</sup>	
Cargas Máximas	$\sigma_{Vmax} = \frac{V_{max}}{A_{red}} \leq 150 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-2}$	92.33	menor que	150 kgf/cm <sup>2</sup>
Cargas Permanentes	$\sigma_{Vg} = \frac{V_g}{A_{red}} \leq 100 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-2}$	52.35	menor que	100 kgf/cm <sup>2</sup>
4-Verificação da Tensão Tangencial				
	$\tau_v + \tau_\alpha = 15 \cdot \frac{\sigma_v}{\mu} + \frac{0,5 \cdot G \cdot a^2 \cdot \text{tg} \alpha}{s_n \cdot h_n} \leq 3G\beta G$	21.08	menor que	30.00 kgf/cm <sup>2</sup>
	$\tau_H = \frac{H_g + 0,5 \cdot H_p}{a \cdot b} \leq 0,5G$	5.21	aprox. =	5.00 kgf/cm <sup>2</sup>
5-Verificação da Deformação Vertical				
	$\Delta h_n = \frac{\sigma_v \cdot h_n}{5 \cdot G \cdot \mu^2 + 3 \cdot \sigma_v} \geq \frac{a \cdot \text{tg} \alpha}{6}$	0.072	maior que	0.040
6-Verificação do Escorregamento				
	$(\sigma_v)_{min} \geq 15 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-2}$	90.447	maior que	15.000 kgf/cm <sup>2</sup>
	$(\frac{H}{V})_{max} \leq f ; \text{ com } f = 0,1 + \frac{2}{\sigma_v}$	0.1212	menor que	0.1221
7-Verificação de Estabilidade		4.8	menor que	8.00 cm
8- Tensão nas Chapas de Aço	$\sigma_a = 2 \cdot \frac{s_n}{s_a} \cdot \sigma_v \text{ máx}$	554.000	menor que	1400 kgf/cm <sup>2</sup>

## 5.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES – VERIFICAÇÕES SIMPLIFICADAS

### 5.3.1 Pilares médios (Tipo 1)

Para o dimensionamento dos pilares médios (L=16,00m), extrapolou-se a combinação de esforços apresentados, e verificou-se as situações mais críticas:

$$N_{d,máx} = 30127,5\text{kN} + 738,0\text{kN} \text{ (Peso adicional do pilar)} = 30865,5\text{kN}$$

$$N_{d,mín} = 11581,9\text{kN} + 738,0\text{kN} \text{ (Peso adicional do pilar)} = 12319,9\text{kN}$$

$$M_{d,x} = 11661,5\text{kN} \cdot \text{m} \times 16,00\text{m} / 12,00\text{m} = 15548,7\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{d,y} = 19657,1\text{kN} \cdot \text{m} \times 16,00\text{m} / 12,00\text{m} = 26209,5\text{kN} \cdot \text{m}$$

#### Parâmetros do Pilar Tipo 1:

Base (b) = 3,00 m (paralelo ao eixo x)

Altura (h) = 8,30 m (paralelo ao eixo y)

Área (A) = 7,38m<sup>2</sup>

Pilar vazado com espessura das paredes de 0,30m e 0,50m

$I_x = 65,144\text{m}^4$

$I_y = 10,266\text{m}^4$

$A_{s,adot} = 130\phi 16,0 = 261,3\text{cm}^2 = 0,35\% A_c$

Para levar em consideração a excentricidade accidental, calculou-se os momentos adicionais:

$e_{ax} = b / 30 = 3,00 / 30 = 0,10\text{m} \rightarrow 30865,5 \times 0,10 = 3086,6\text{kN.m}$

$e_{ay} = h / 30 = 8,30 / 30 = 0,28\text{m} \rightarrow 30865,5 \times 0,28 = 8642,3\text{kN.m}$

$M_{d,x}^{1a} = 15548,7\text{kN.m} + 8642,3\text{kN.m} = 24191,0\text{kN.m}$

$M_{d,y}^{1a} = 26209,5\text{kN.m} + 3086,6\text{kN.m} = 29296,1\text{kN.m}$

#### Análise de Fluência

Segundo a NBR6118, para a dispensa dos efeitos locais de 2ª ordem, deve-se respeitar os seguintes critérios:

$\lambda < \lambda_1 \rightarrow$  efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados;

$\lambda_1 \leq \lambda \leq 90 \rightarrow$  efeitos de 2ª ordem devem ser analisados;

$\lambda > 90 \rightarrow$  além de considerados os efeitos de 2ª ordem, deve ser analisado o efeito da fluência, obrigatoriamente.

Considerou-se, para efeitos de pré-dimensionamento, o pilar como sendo engastado-livre:

$\lambda = L_0 / i$

$L_0 = 2 \times L = 2 \times 16,00 = 32,00\text{m}$

$i_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{65,144 / 7,38} = 2,97\text{m}$

$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{10,266 / 7,38} = 1,18\text{m}$

$\lambda_x = 32,00 / 2,97 \approx 11$

$\lambda_y = 32,00 / 1,18 \approx 27$

Considerando um  $\lambda_1 = 40$ , pode-se considerar a dispensa dos efeitos de 2ª ordem.

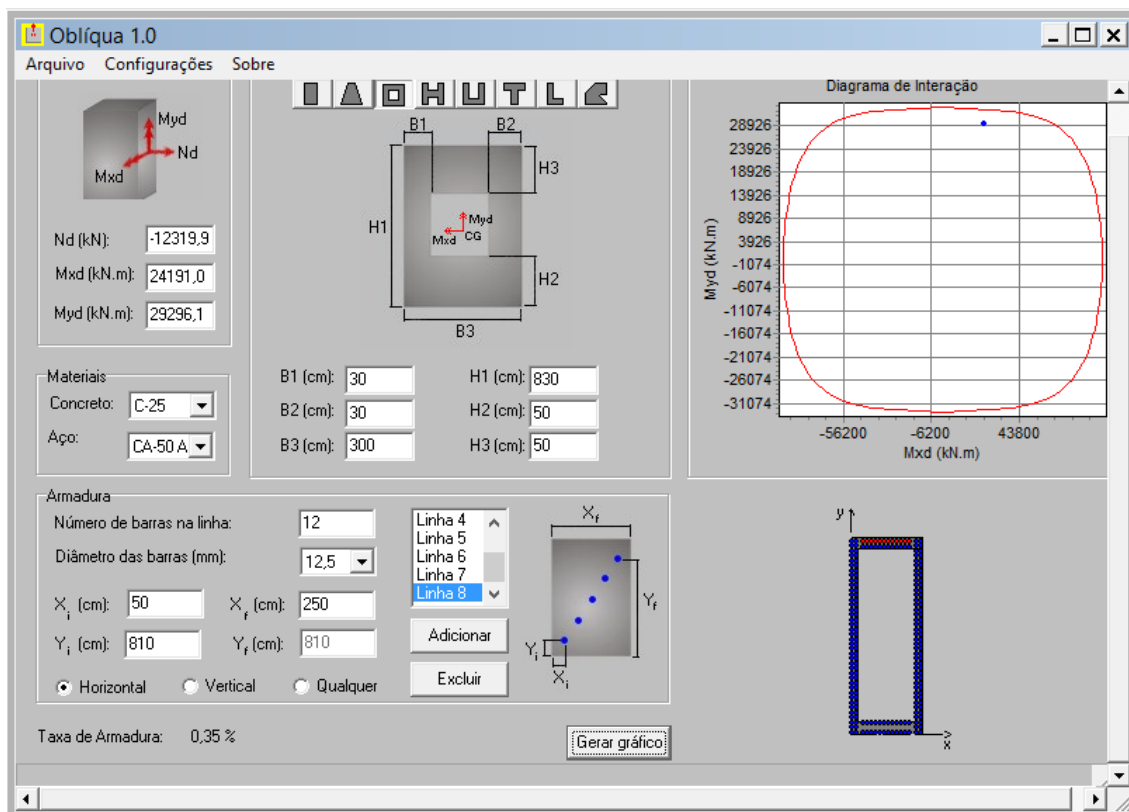


Figura 50 – Verificação da flexo-compressão mínima.

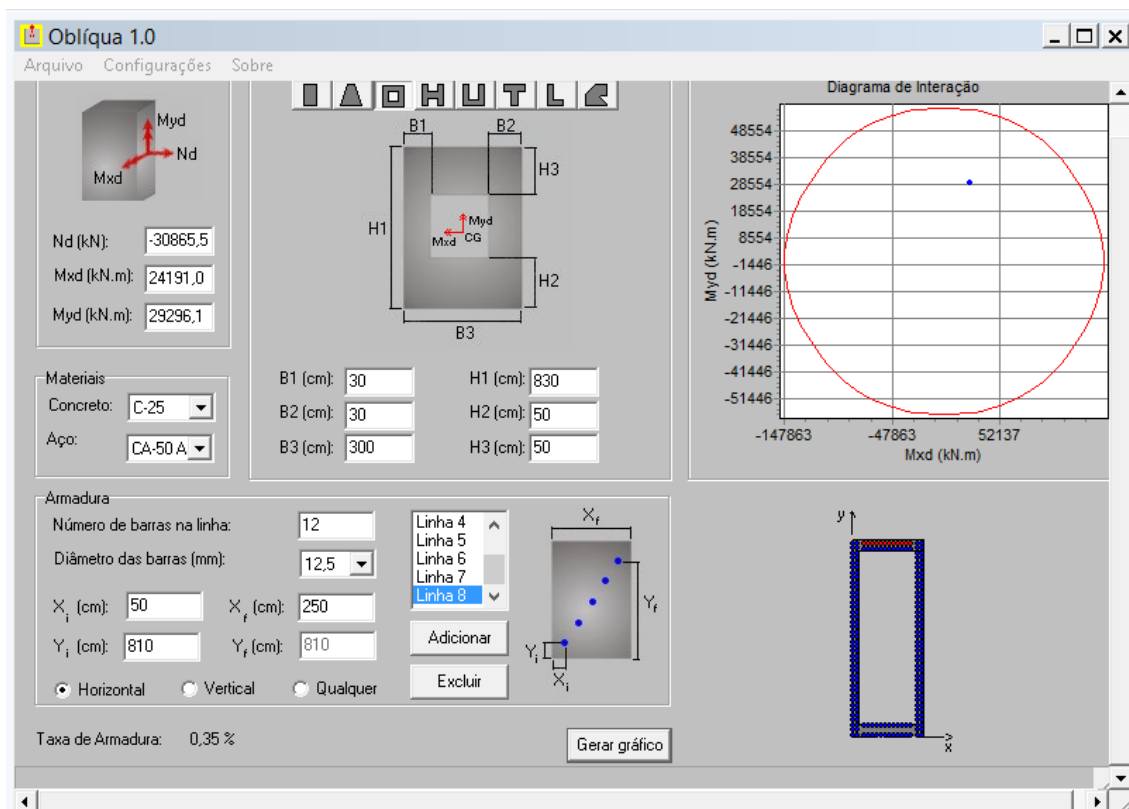
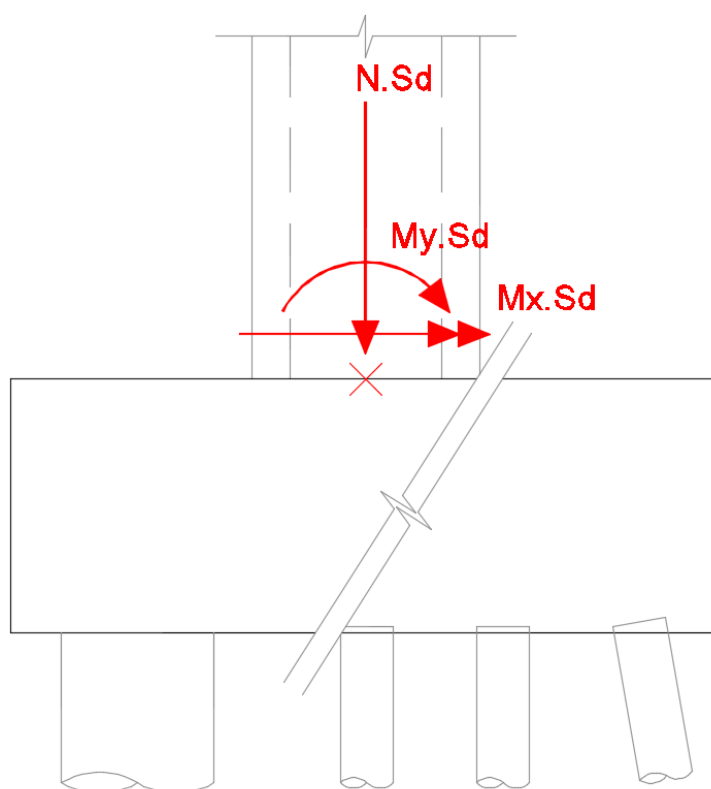


Figura 51 – Verificação da flexo-compressão máxima.

## 6 MEMÓRIA DE CÁLCULO – INFRA-ESTRUTURA

### 6.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES – AÇÕES IMPOSTAS

Os blocos estarão sujeitos aos esforços impostos pelos pilares que apoiam. Os esforços que estes suportam foram estimados para pilares típicos com altura  $H = 12\text{m}$ .



**Figura 52 – Representação dos Esforços obtidos na Seção 5**

A partir dos esforços obtidos, extrapolaram-se resultados para a situação de pilar baixo ( $H < 5\text{m}$ ) e, a partir daí, dimensionaram-se as fundações para os dois cenários de altura de pilares (5m e 12m). Para o caso de fundações indiretas por tubulões, utilizou-se o cenário de 12m e para o de estacas cravadas o de 5m pois se trata da altura condicionante para este tipo de fundação.

A seguinte Tabela 7 apresenta os resultados obtidos:

**Tabela 7 – Quadro de Esforços no Centro do Topo do Bloco de Fundação**

<b>Esforço</b>	<b>H = 5m</b>		<b>H = 12m</b>	
	<b>Menor Compressão</b>	<b>Maior Compressão</b>	<b>Menor Compressão</b>	<b>Maior Compressão</b>
<b>Fx.Sd (kN)</b>	1.373	1394	1.373	1394
<b>Fy.Sd (kN)</b>	670	670	670	670
<b>Fz.Sd (kN)</b>	-10.291	-28.384	-11.582	-30.128
<b>Mx.Sd (kNm)</b>	-4.859	-4.859	-11.662	-11.662
<b>My.Sd (kNm)</b>	7.842	7.888	18.820	18.931
<b>Mz.Sd (kNm)</b>	$\approx 0$			

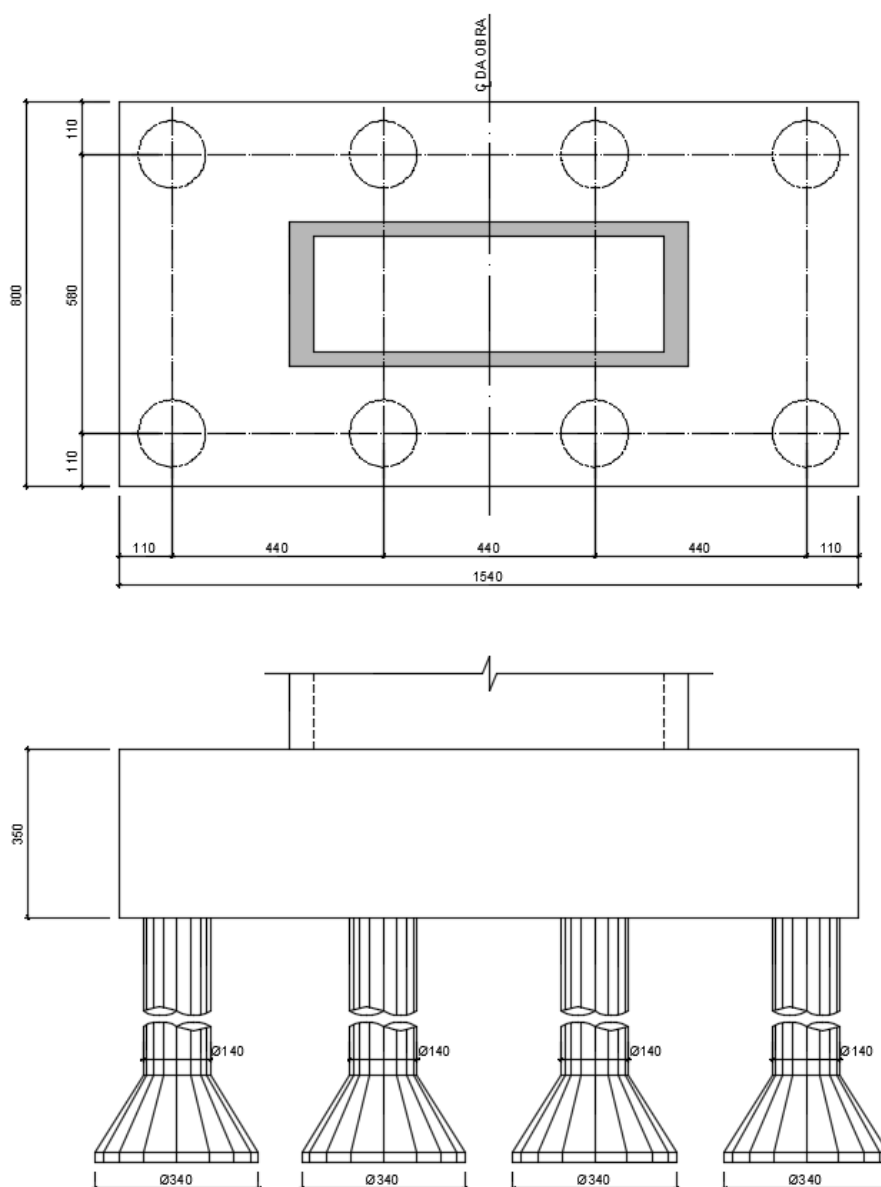
Sublinhe-se que os eixos X, Y e Z correspondem às direções longitudinal, transversal e vertical, respectivamente.



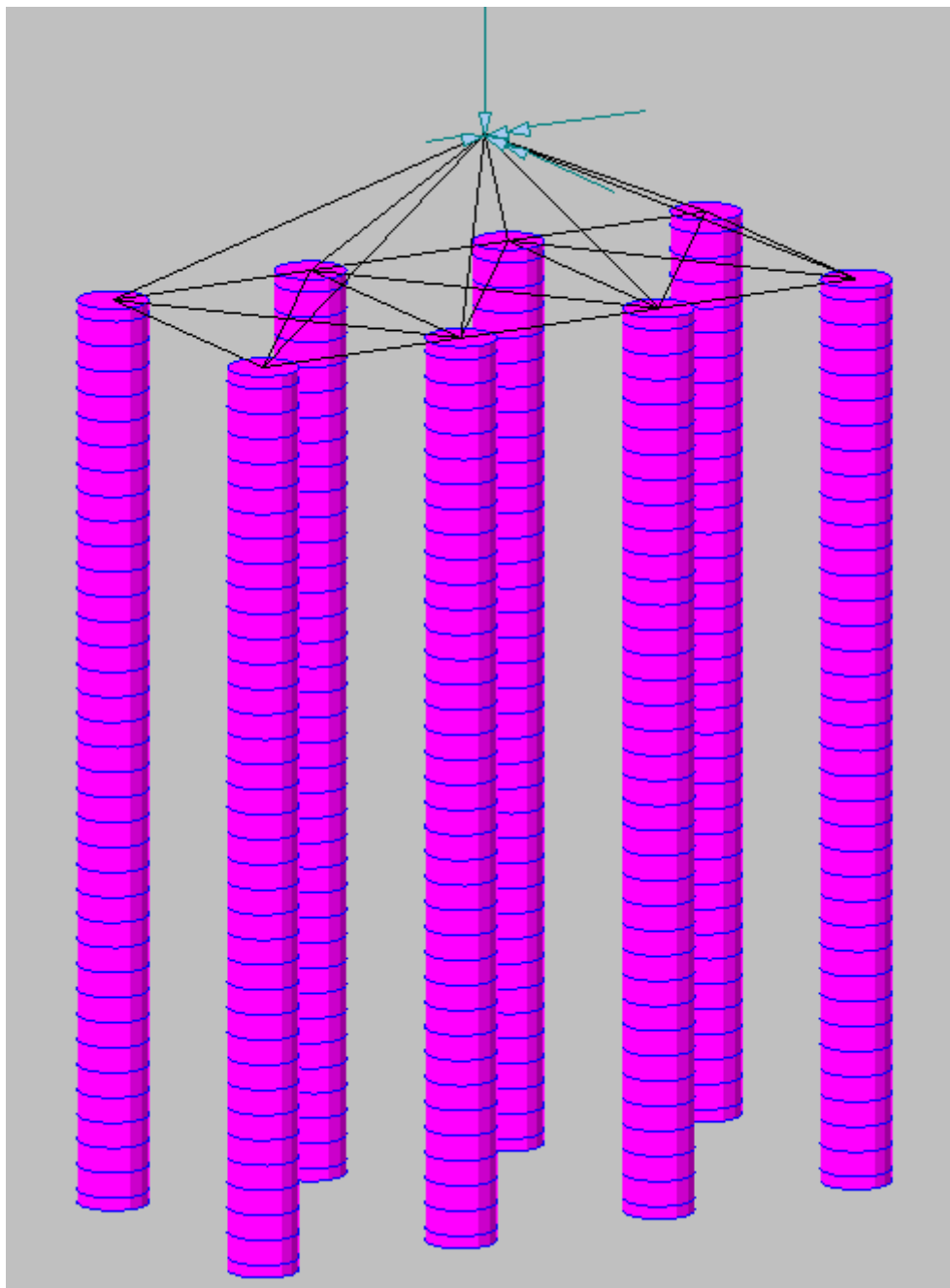
## 6.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS TUBULÕES – ESFORÇOS E TENSÕES SOLICITANTES

### i. Dados Iniciais

Tendo em consideração as dimensões adotadas para este caso (ver Figura 53), foi criado um Modelo de Elementos Finitos (MEF) de barra para estudar o comportamento dos tubulões – Figura 54.



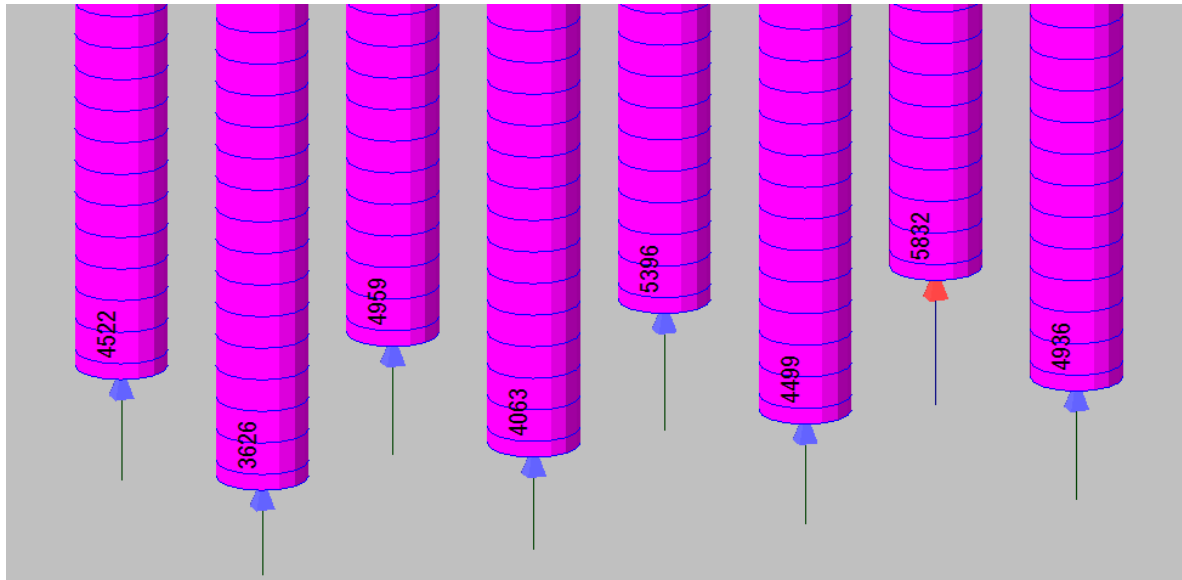
**Figura 53 – Representação do Bloco e Tubulões adotados para os pilares com até 16m de altura**



**Figura 54 – Perspectiva tridimensional do MEF para estudo das Fundações do  
Caso H = 12m**

O MEF apresentado foi sujeito às ações descritas na Seção e ao Peso-Próprio do bloco ( $25 \times (15,4 \times 8,0 \times 3,5) = 10.780\text{kN}$ ).

## ii. Controle de Tensões



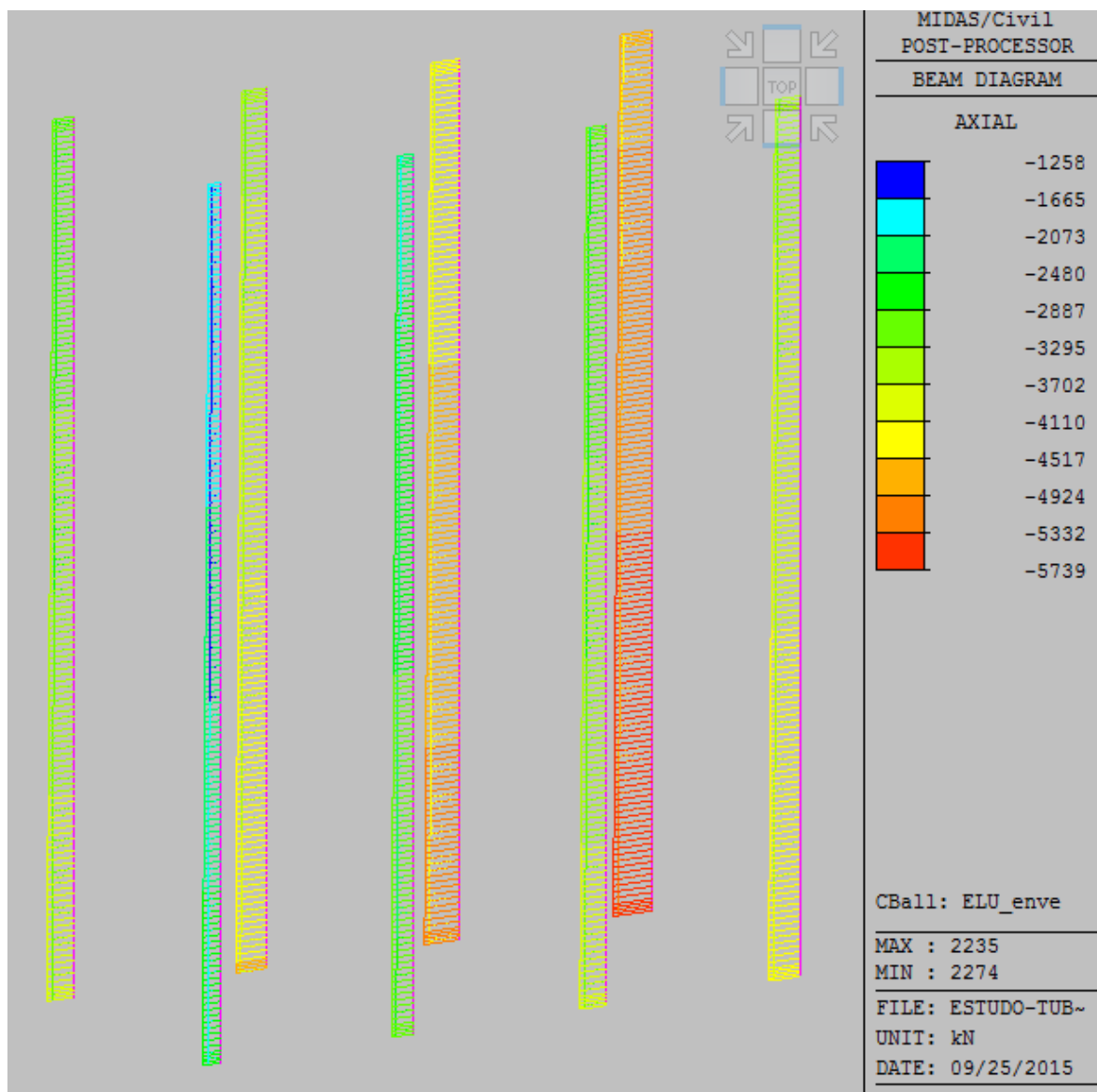
**Figura 55 – G3: Reações RZ** (valores em kNm:  $R_{Z,max} = 5.832\text{kN}$ )

Controle:

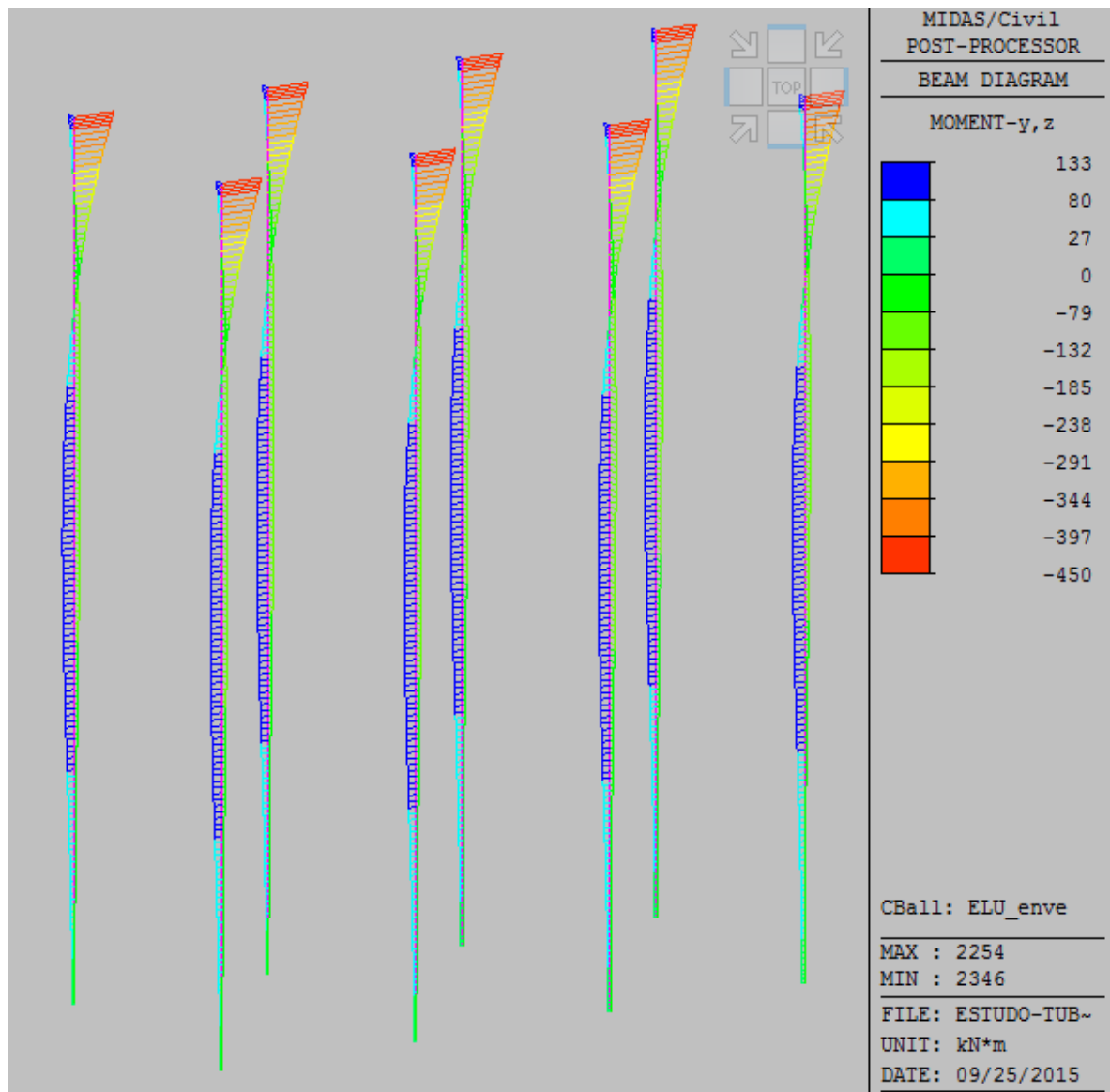
$$\sigma_{\text{média}} = 5.832 \times 100 / (\pi \times 170^2) = 6,4\text{kgf/cm}^2$$

O valor obtido situou-se dentro do intervalo de valores adotados para a tensão admissível nas diversas obras (entre 6 kgf/cm<sup>2</sup> a 8 kgf/cm<sup>2</sup>).

### iii. Pré-Dimensionamento das Armaduras Longitudinais – Esforços



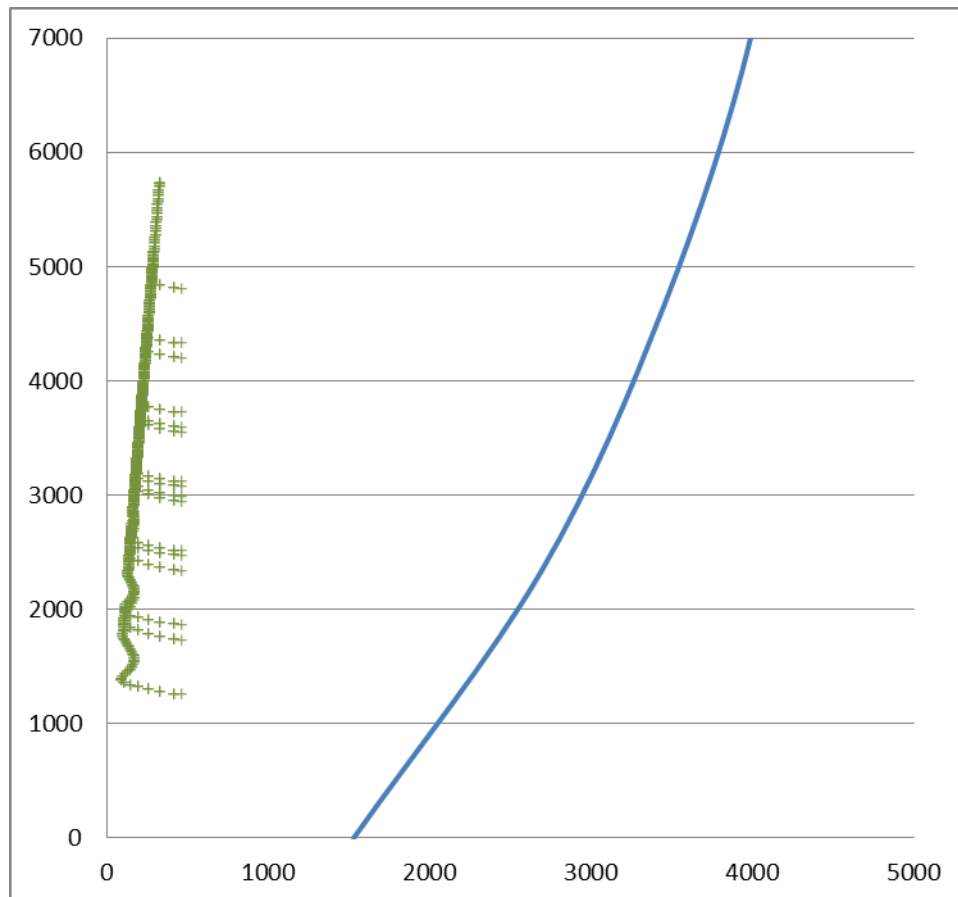
**Figura 56 – ELU: Esforço Axial FX** (valores em kN, ao lado da legenda colorida: valor máximo (azul) = -1.258kN; valor mínimo (vermelho) = -5.739kN)



**Figura 57 – ELU: Momentos Fletores MY e MZ** (valores em kNm, ao lado da legenda colorida: valor máximo (azul) = +133kNm; valor mínimo (vermelho) = -450kNm)

#### iv. Pré-Dimensionamento das Armaduras Longitudinais – Verificações

$$A_{s.adot} = 20\varnothing 20 = 62,8\text{cm}^2 = 0,41\% A_c \approx A_{s.mín}$$



Abcissas: M [kNm] // Ordenadas: -N [kN]

Figura 58 – Diagrama de Interação NRd-MRd ( $A_{sl} = 62,8\text{cm}^2$ ) com Esforços NSd-MSd1a (momentos 1ª ordem)

### 6.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS – ESFORÇOS SOLICITANTES

Para o pré-dimensionamento do número de estacas dos blocos e encontros, considerou-se as estacas rotuladas na ligação com o bloco, ou seja, o bloco transfere somente esforço normal e esforço cortante para as estacas.

Utilizou-se da formulação de blocos rígidos sobre estacas, com 2 eixos de simetria, para determinar as cargas nas estacas, e assim fazer a comparação com a carga admissível nas estacas, fornecida pelo pré-dimensionamento geotécnico.

$$R_{est,i} = \frac{N}{n} + \frac{M_y \times x_i}{\sum x_i^2} + \frac{M_x \times y_i}{\sum y_i^2}$$

Sendo:

*N = carga vertical total;*

*n = número de estacas;*

*M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub> = momentos na direção x e y, respectivamente (ver capítulo 5);*

*x<sub>i</sub>, y<sub>i</sub> = coordenadas da estaca i, em relação ao centro do estaqueamento;*

As cargas para o pré-dimensionamento do número de estacas foi obtido conforme capítulo 5.

Abaixo segue planilhas de cálculo, apresentando a verificação para cada bloco e encontro.



## PILARES BAIXOS

BLOCOS COM PILARES DE 6m						
	X (m)	Y (m)	X^2 (m)	Y^2 (m)		
ESTACA 1	5.000	2.250	25.00	5.06	13.3	11.6
ESTACA 2	5.000	0.750	25.00	0.56	4.4	11.6
ESTACA 3	5.000	-0.750	25.00	0.56	-4.4	11.6
ESTACA 4	5.000	-2.250	25.00	5.06	-13.3	11.6
ESTACA 5	3.000	2.250	9.00	5.06	13.3	7.0
ESTACA 6	3.000	0.750	9.00	0.56	4.4	7.0
ESTACA 7	3.000	-0.750	9.00	0.56	-4.4	7.0
ESTACA 8	3.000	-2.250	9.00	5.06	-13.3	7.0
ESTACA 9	1.000	2.250	1.00	5.06	13.3	2.3
ESTACA 10	1.000	0.750	1.00	0.56	4.4	2.3
ESTACA 11	1.000	-0.750	1.00	0.56	-4.4	2.3
ESTACA 12	1.000	-2.250	1.00	5.06	-13.3	2.3
ESTACA 13	-1.000	2.250	1.00	5.06	13.3	-2.3
ESTACA 14	-1.000	0.750	1.00	0.56	4.4	-2.3
ESTACA 15	-1.000	-0.750	1.00	0.56	-4.4	-2.3
ESTACA 16	-1.000	-2.250	1.00	5.06	-13.3	-2.3
ESTACA 17	-3.000	2.250	9.00	5.06	13.3	-7.0
ESTACA 18	-3.000	0.750	9.00	0.56	4.4	-7.0
ESTACA 19	-3.000	-0.750	9.00	0.56	-4.4	-7.0
ESTACA 20	-3.000	-2.250	9.00	5.06	-13.3	-7.0
ESTACA 21	-5.000	2.250	25.00	5.06	13.3	-11.6
ESTACA 22	-5.000	0.750	25.00	0.56	4.4	-11.6
ESTACA 23	-5.000	-0.750	25.00	0.56	-4.4	-11.6
ESTACA 24	-5.000	-2.250	25.00	5.06	-13.3	-11.6
ESTACA 25			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 26			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 27			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 28			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 29			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 30			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 31			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 32			0.00	0.00	0.0	0.0

280.00	67.50
--------	-------

My (tf.m) - Long.	649.3
Mx (tf.m) - Trans.	400.3
N (tf)	2147.2
n (estacas)	24
N/n	89.5

Máximos	13.3	11.6
Mínimos	-13.3	-11.6

Nt(tf)=	114.4
Nt(tf)=	64.5

$N_{k,máx} = 114,4tf$  (Compressão)

$N_{k,mín} = 64,5tf$  (Compressão)

## ENCONTROS

ENCONTROS						
	X (m)	Y (m)	X^2 (m)	Y^2 (m)		
ESTACA 1	4.375	2.250	19.14	5.06	2.9	4.5
ESTACA 2	4.375	0.750	19.14	0.56	1.0	4.5
ESTACA 3	4.375	-0.750	19.14	0.56	-1.0	4.5
ESTACA 4	4.375	-2.250	19.14	5.06	-2.9	4.5
ESTACA 5	2.625	2.250	6.89	5.06	2.9	2.7
ESTACA 6	2.625	0.750	6.89	0.56	1.0	2.7
ESTACA 7	2.625	-0.750	6.89	0.56	-1.0	2.7
ESTACA 8	2.625	-2.250	6.89	5.06	-2.9	2.7
ESTACA 9	0.875	2.250	0.77	5.06	2.9	0.9
ESTACA 10	0.875	0.750	0.77	0.56	1.0	0.9
ESTACA 11	0.875	-0.750	0.77	0.56	-1.0	0.9
ESTACA 12	0.875	-2.250	0.77	5.06	-2.9	0.9
ESTACA 13	-0.875	2.250	0.77	5.06	2.9	-0.9
ESTACA 14	-0.875	0.750	0.77	0.56	1.0	-0.9
ESTACA 15	-0.875	-0.750	0.77	0.56	-1.0	-0.9
ESTACA 16	-0.875	-2.250	0.77	5.06	-2.9	-0.9
ESTACA 17	-2.625	2.250	6.89	5.06	2.9	-2.7
ESTACA 18	-2.625	0.750	6.89	0.56	1.0	-2.7
ESTACA 19	-2.625	-0.750	6.89	0.56	-1.0	-2.7
ESTACA 20	-2.625	-2.250	6.89	5.06	-2.9	-2.7
ESTACA 21	-4.375	2.250	19.14	5.06	2.9	-4.5
ESTACA 22	-4.375	0.750	19.14	0.56	1.0	-4.5
ESTACA 23	-4.375	-0.750	19.14	0.56	-1.0	-4.5
ESTACA 24	-4.375	-2.250	19.14	5.06	-2.9	-4.5
ESTACA 25			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 26			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 27			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 28			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 29			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 30			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 31			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 32			0.00	0.00	0.0	0.0

<b>214.38</b>	<b>67.50</b>
---------------	--------------

My (tf.m) - Long.	222.2
Mx (tf.m) - Trans.	87.3
N (tf)	1102.2
n (estacas)	24
N/n	45.9

Máximos	2.9	4.5
Mínimos	-2.9	-4.5

Nt(tf)=	<b>53.4</b>
Nt(tf)=	<b>38.5</b>

$N_{k,máx} = 53,4tf$  (Compressão)

$N_{k,mín} = 38,5tf$  (Compressão)

## PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS.

Para o pré-dimensionamento das estacas foi feito através da análise da flexo-compressão. Construiu-se um modelo padrão, com 30,00m de altura, utilizando as cargas já apresentadas. As molas utilizadas para simular o efeito de confinamento do solo seguem:

- de 0,0m até 10,0m de profundidade → 650tf/m<sup>3</sup>
- de 10,1m até 20,0m de profundidade → 1000tf/m<sup>3</sup>
- de 20,1m até 30,0m de profundidade → 1500tf/m<sup>3</sup>

Os esforços horizontais de cada estaca foram obtidos dividindo-se o esforço horizontal total pelo número de estacas. As estacas inclinadas tendem a receber mais carga, mas por uma questão de simplificação de cálculo, dividiu-se de maneira homogênea. Abaixo seguem os esforços utilizados e o pré-dimensionamento das estacas.

### Encontros:

$N_{k,máx} = 534,0\text{kN}$  (Compressão) →  $N_{d,máx} = 747,6\text{kN}$

$N_{k,mín} = 385,0\text{kN}$  (Compressão) →  $N_{d,mín} = 539,0\text{kN}$

$F_{y,máx} = 560,5\text{kN}$

$n = 24$  →  $V_{d,y} = 23,4\text{kN}$

$F_{x,máx} = 1485,1\text{kN} + 1489,2\text{kN}$  (empuxo de solo) = 2974,3kN

$n = 24$  →  $V_{d,x} = 123,9\text{kN}$

→  $V_d = 23,4^2 + 123,9^2 = 126,1\text{kN}$

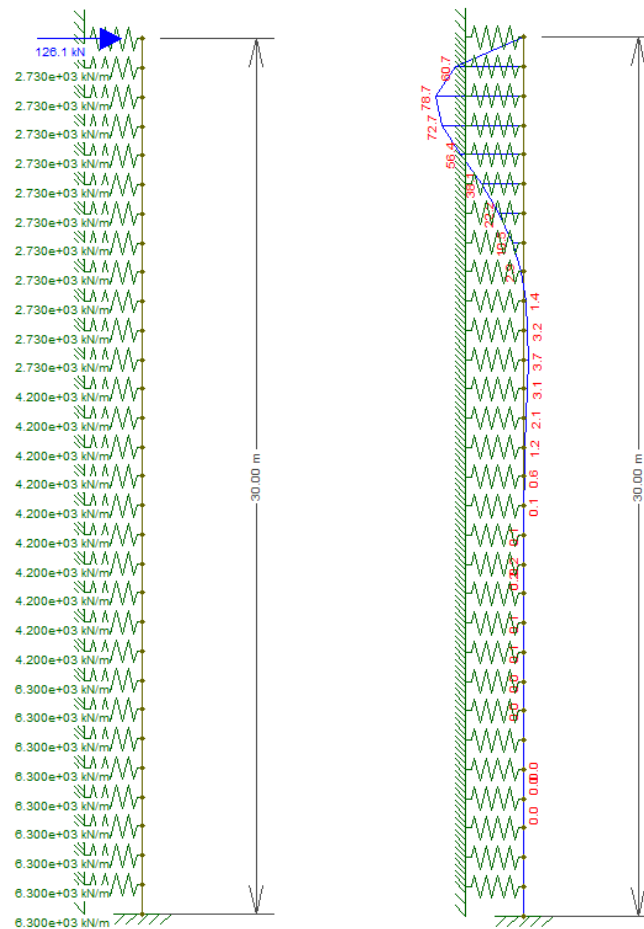


Figura 59 – Modelo da estaca com as molas e carga horizontal aplicada (em kN), e o diagrama de momentos de cálculo (em kN.m).

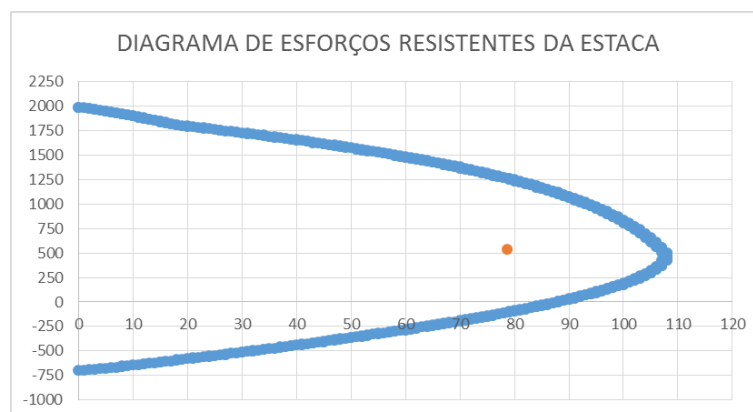
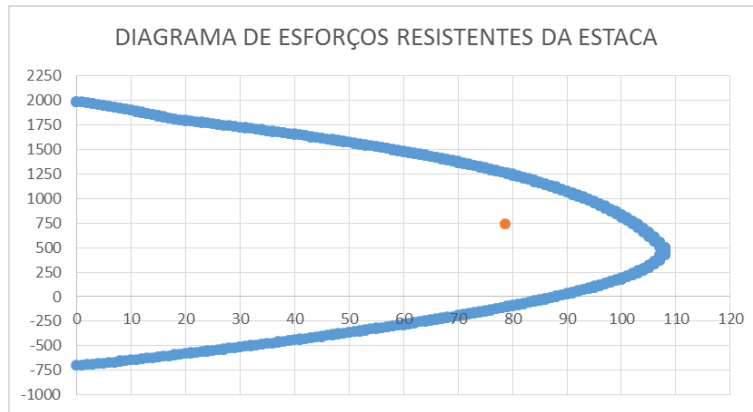


Figura 60 – Diagrama de esforços resistentes da estaca com o par de esforços de cálculo ( $N_{d,mín} = 539,0\text{kN}$  e  $M_d = 78,7\text{kN}$ ).



**Figura 61 – Diagrama de esforços resistentes da estaca com o par de esforços de cálculo ( $N_{d,máx} = 747,6\text{kN}$  e  $M_d = 78,7\text{kN}$ ).**

Como os pares de esforços solicitantes de cálculo estão dentro do diagrama resistente, conclui-se que as estacas resistirão aos esforços atuantes.

Apoios intermediários:

$$N_{k,máx} = 1144,0\text{kN (Compressão)} \rightarrow N_{d,máx} = 1601,6\text{kN}$$

$$N_{k,mín} = 645,0\text{kN (Compressão)} \rightarrow N_{d,mín} = 903,0\text{kN}$$

$$F_{y,máx} = 670,1\text{kN}$$

$$n = 24 \rightarrow V_{d,y} = 27,9\text{kN}$$

$$F_{x,máx} = 1490,6\text{kN}$$

$$n = 24 \rightarrow V_{d,x} = 62,1\text{kN}$$

$$\rightarrow V_d = 27,9^2 + 62,1^2 = 68,1\text{kN}$$

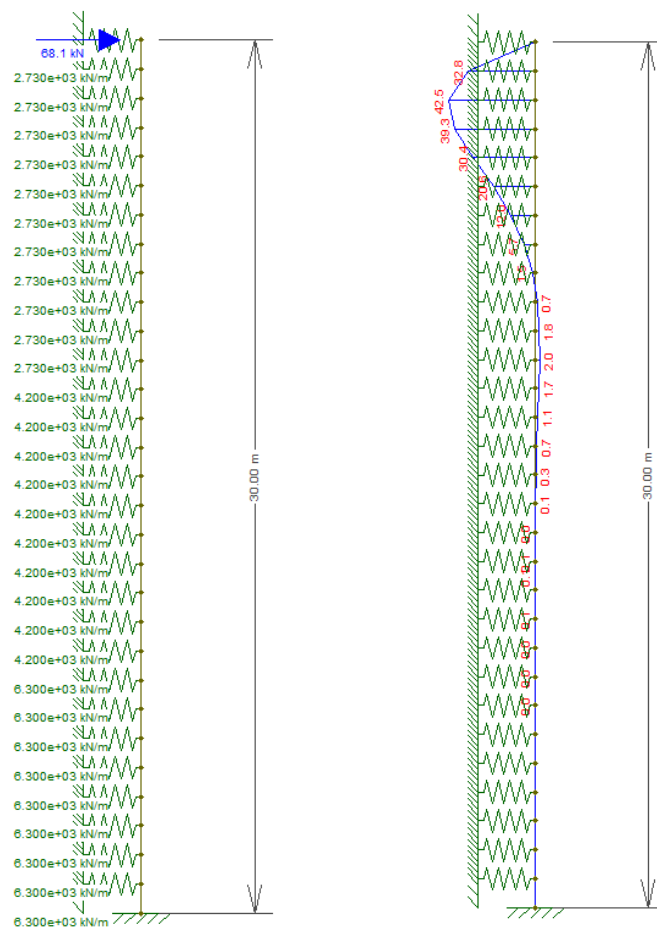


Figura 62 – Modelo da estaca com as molas e carga horizontal aplicada (em kN), e o diagrama de momentos de cálculo (em kN.m).

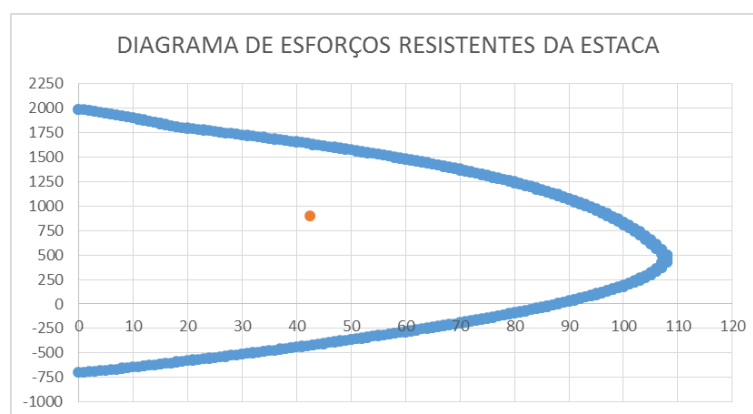
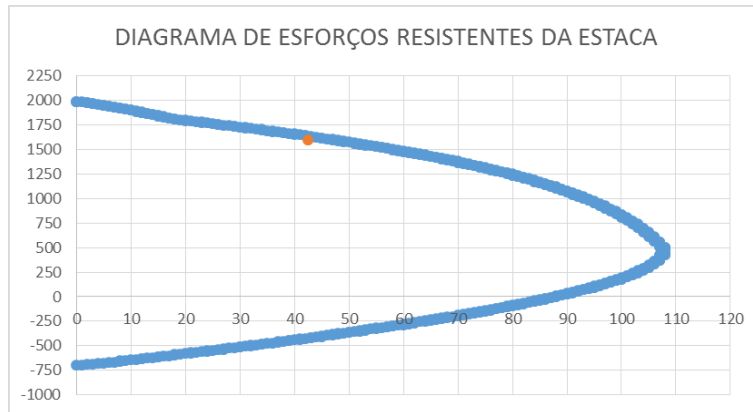


Figura 63 – Diagrama de esforços resistentes da estaca com o par de esforços de cálculo ( $N_{d,mín} = 903,0\text{kN}$  e  $M_d = 42,5\text{kN}$ ).



**Figura 64 – Diagrama de esforços resistentes da estaca com o par de esforços de cálculo ( $N_{d,máx} = 1601,6\text{kN}$  e  $M_d = 42,5\text{kN}$ ).**

Como os pares de esforços solicitantes de cálculo estão dentro do diagrama resistente, conclui-se que as estacas resistirão aos esforços atuantes.



## 7 REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA

- *NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2014;
- *NBR 6122 – Projeto e execução de fundações*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2010;
- *NBR 7187 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2003;
- *NBR 7189 – Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1985;
- *NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2004;
- F. Leonhardt – *Construções de Concreto – Volume 6: Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto*, Ed. Interciência, Rio de Janeiro, 1982.