



EF-170 TRECHO SINOP/MT - ITAITUBA/PA

RELATÓRIO IV

ESTUDOS DEFINITIVOS DE ENGENHARIA



**VOLUME 4 | MEMORIAL DE CÁLCULO
DE ESTRUTURAS
PARTE 1**

JUNHO DE 2019

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	4
2	CRITÉRIOS DE PROJETO.....	5
3	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL.....	7
4	MEMÓRIA DE CÁLCULO – SUPER-ESTRUTURA	12
4.1	GEOMETRIA	12
4.2	AÇÕES PERMANENTES	15
4.3	AÇÕES VARIÁVEIS	23
4.3.1	Trem-Tipo TB-360 (NBR 7189)	23
4.3.2	Choque Lateral (NBR 7187)	23
4.3.3	Frenagem/Aceleração (NBR 7187)	23
4.3.4	Vento (NBR 6123 / NBR 7187).....	24
4.3.5	Variação Sazonal de Temperatura (NBR 6118)	25
4.3.6	Efeitos Diferidos no Concreto Armado e Protendido (NBR 6118).....	25
4.4	PRINCIPAIS RESULTADOS	26
4.5	TENSÕES SOLICITANTES E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA PROTENSÃO	27
5	MEMÓRIA DE CÁLCULO – MESO-ESTRUTURA	30
5.1	CÁLCULO DOS ESFORÇOS ATUANTES.....	30
5.1.1	Distribuição Dos Esforços Longitudinais	30
5.1.2	Distribuição Dos Esforços Transversais	34
5.1.3	Resumo Dos Esforços Na Base Dos Pilares E Encontros.....	38
5.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS APARELHOS DE APOIO	39
5.3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES – VERIFICAÇÕES SIMPLIFICADAS	40
5.3.1	Pilares Baixos (Tipo 1)	40
5.3.2	Pilares Altos (Tipo 2)	43
6	MEMÓRIA DE CÁLCULO – INFRA-ESTRUTURA.....	46
6.1	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DE PILARES – AÇÕES IMPOSTAS	46
6.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS TUBULÕES – ESFORÇOS E TENSÕES SOLICITANTES.....	48
6.2.1	Caso H = 12m	48
6.2.2	Caso H = 30m	54

6.3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS – ESFORÇOS SOLICITANTES	
	60
7	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA.....	70

1 INTRODUÇÃO

A presente Memória de Cálculo Estrutural visa a justificação das soluções estruturais adotadas nas Obras de Arte Especiais para as situações de Linha Ferroviária única – OAEs de Tabuleiro Simples – 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 uma linha ferroviária apenas – obras de tabuleiro simples – caracterizam-se pela composição de tabuleiros isostáticos, cada um com duas 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.

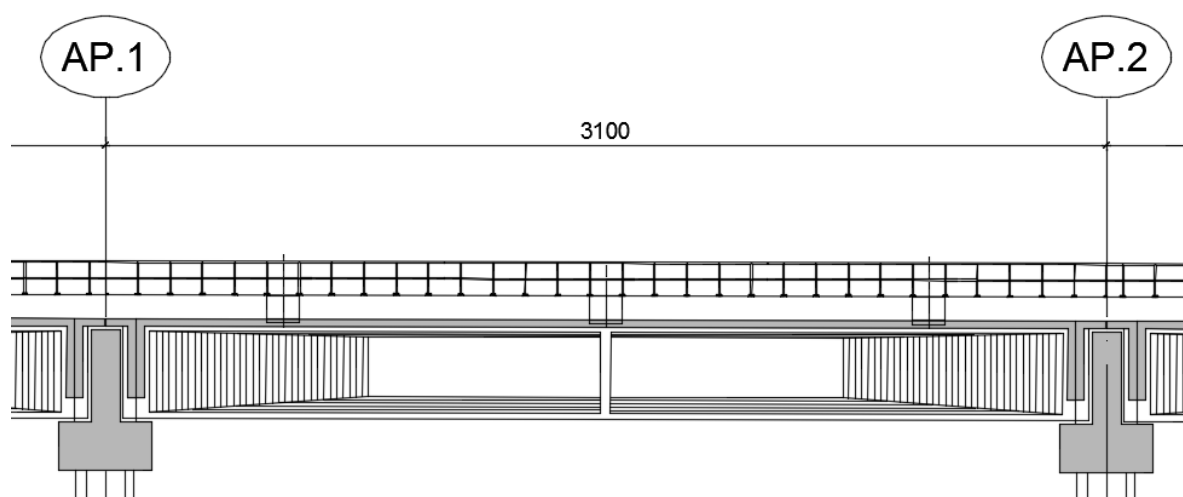


Figura 1 – Elevação típica de um tabuleiro isostático

CORTE TRANSVERSAL JUNTO AO APOIO

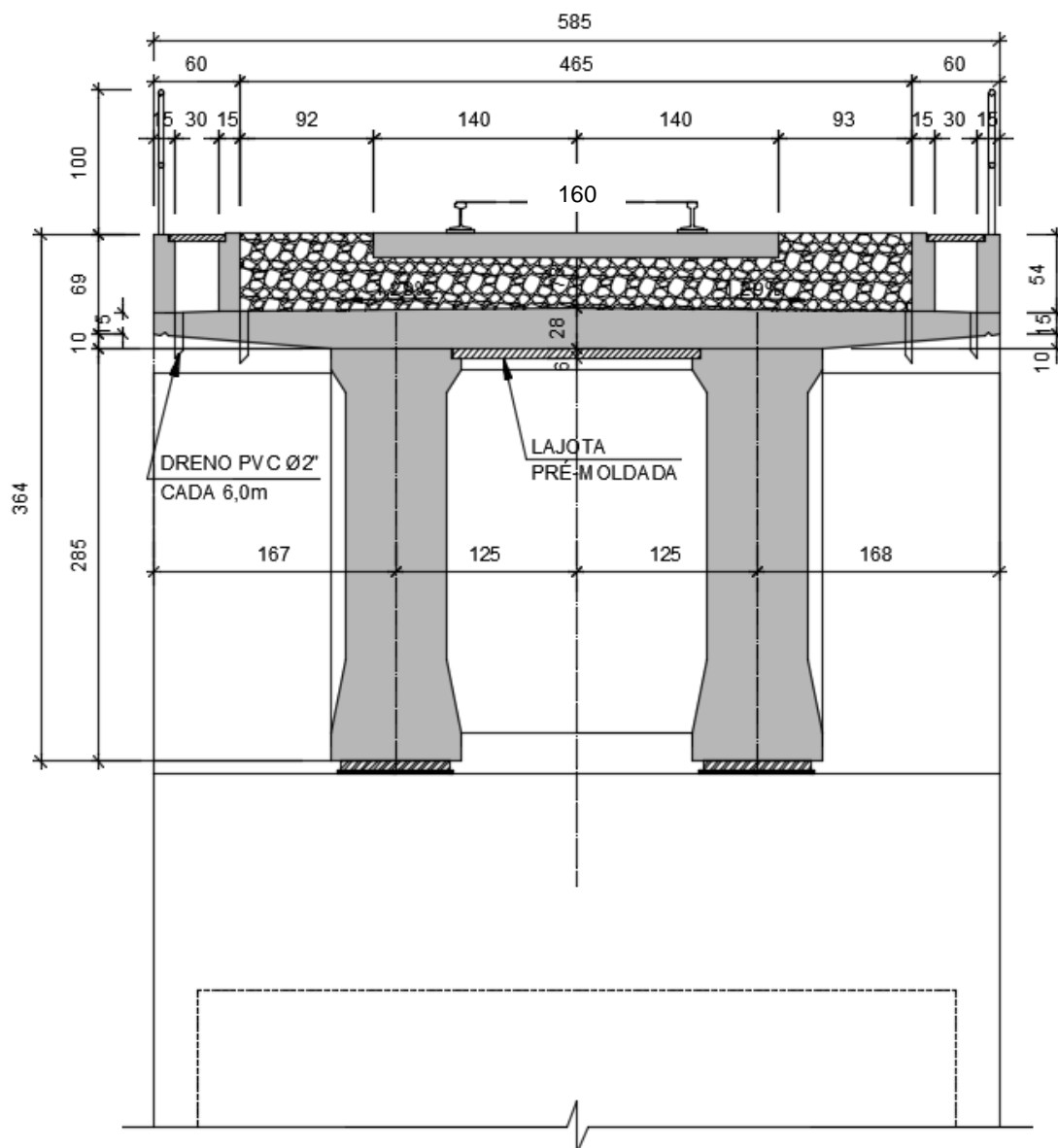


Figura 2 – Seção Transversal junto ao Apoio

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.



Página 9 de 70

exteriores adotados $\varnothing 140\text{cm}$ e $\varnothing 120\text{cm}$). A solução adotada para cada obra dependeu sempre das condições geológicas locais.

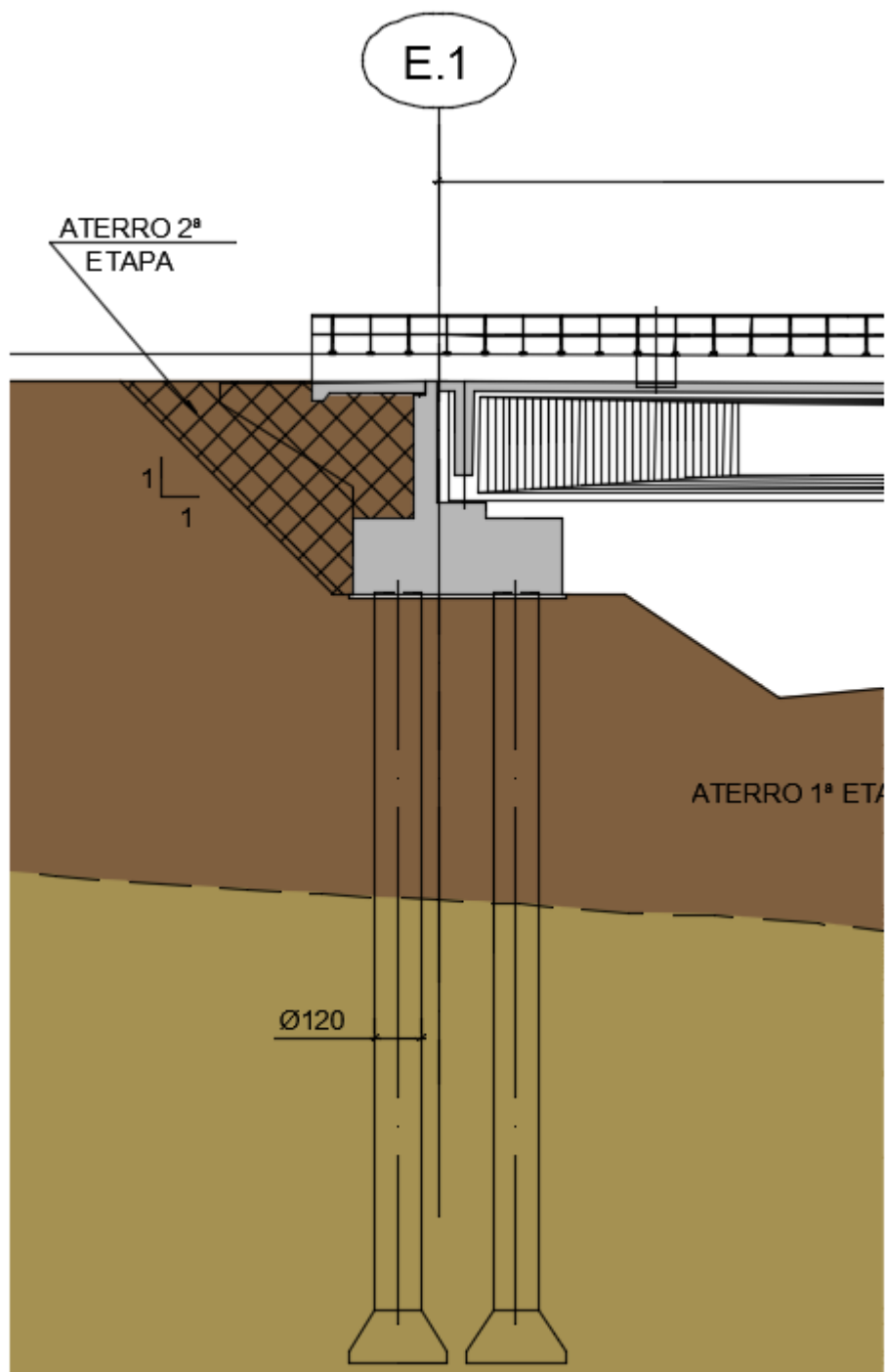


Figura 4 – Elevação típica de um encontro com fundação por tubulões

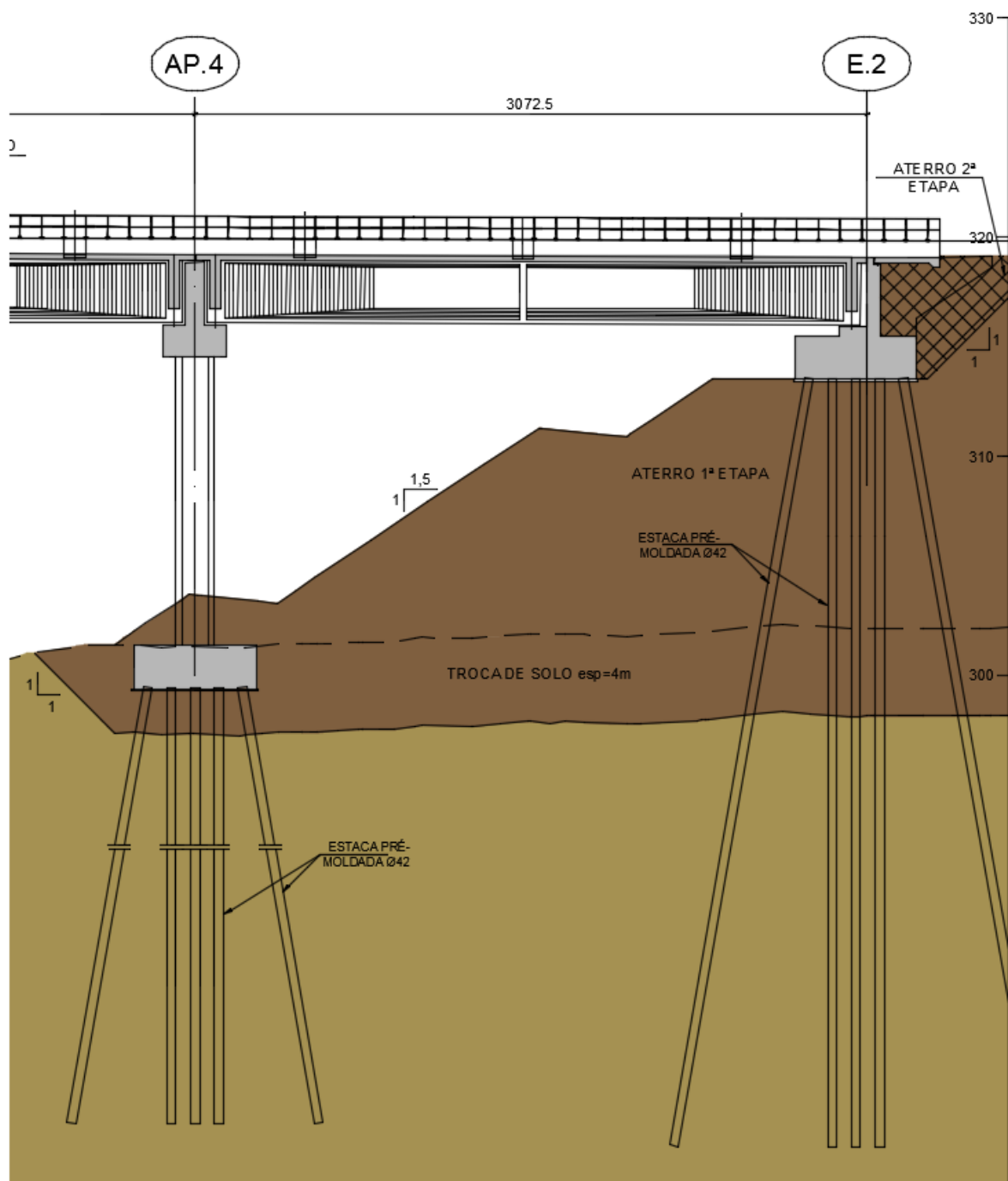


Figura 5 – Elevação típica de um pilar e um encontro com fundação por estacas cravadas

4 MEMÓRIA DE CÁLCULO – SUPER-ESTRUTURA

4.1 GEOMETRIA

Seção Transversal

CORTE TRANSVERSAL (A MEIO VÃO)

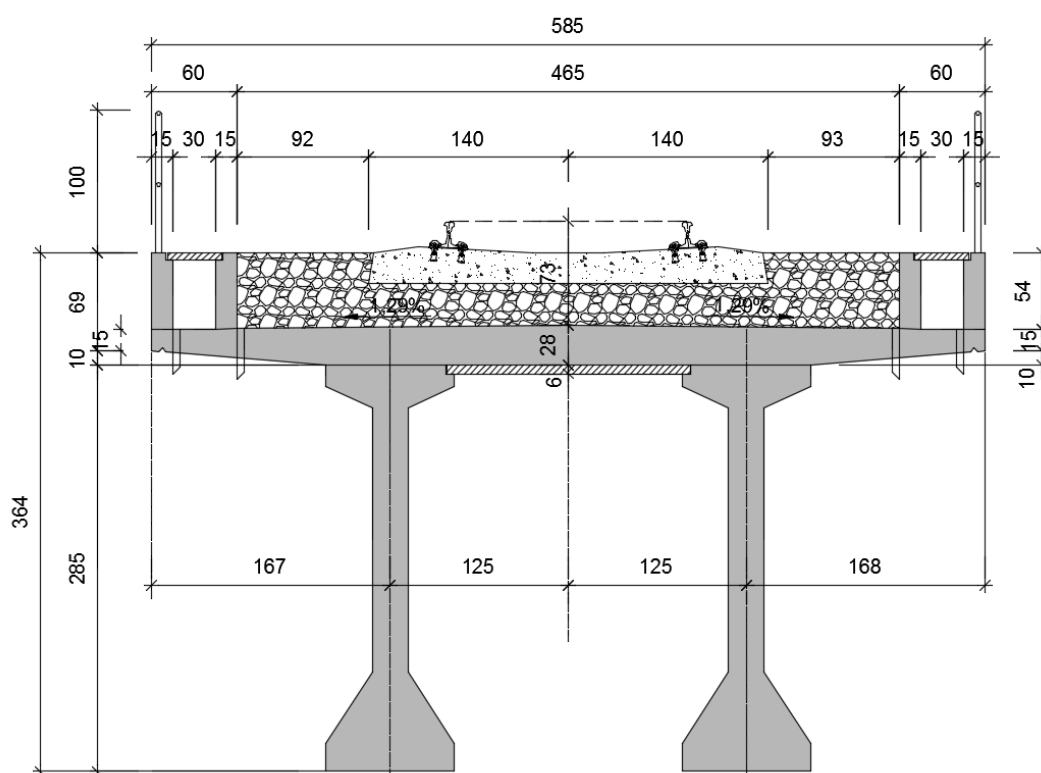


Figura 6 – Seção Transversal a Meio-Vão

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

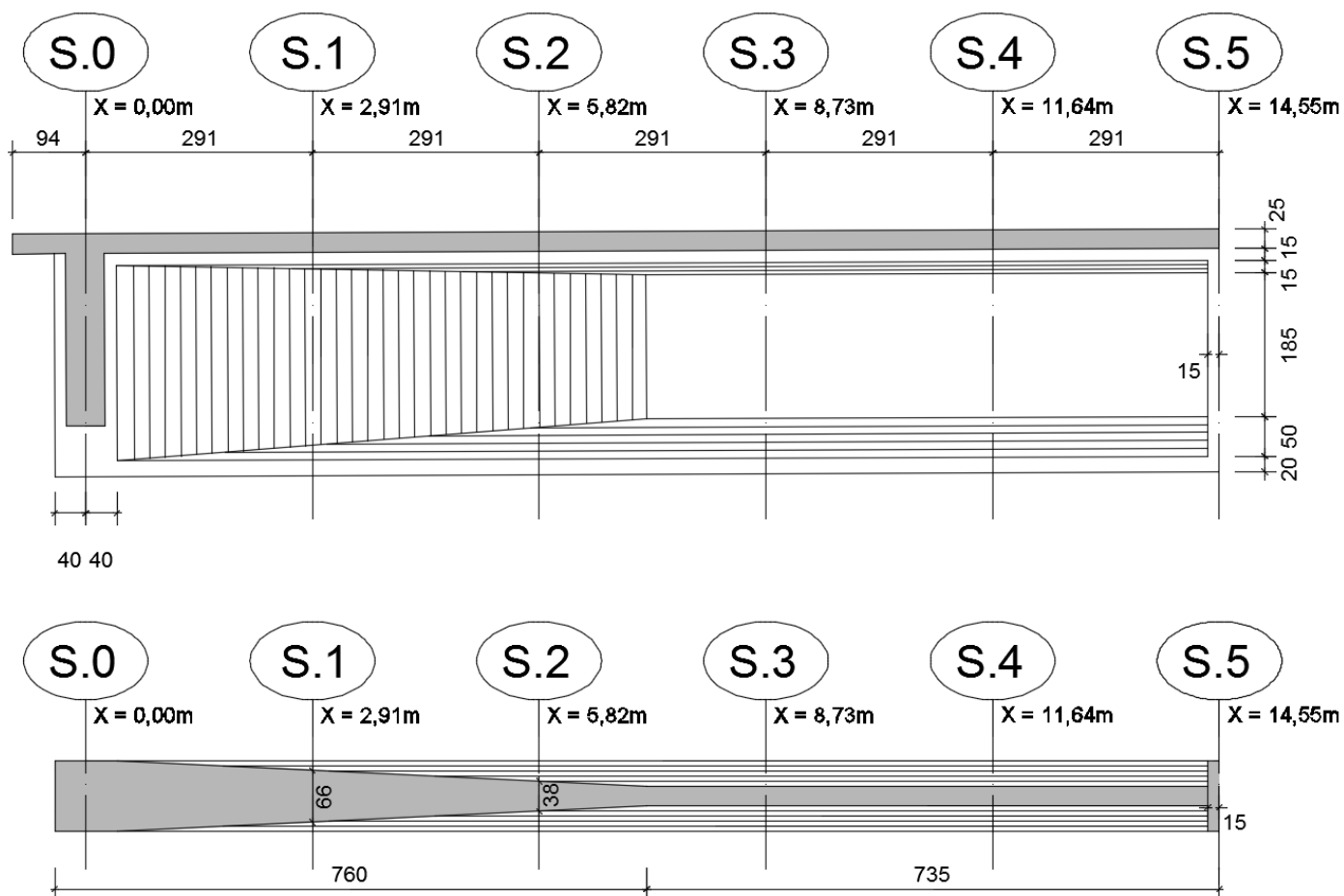


Figura 7 – Elevação e Corte Horizontal da Viga Pré-Moldada

Propriedades Geométricas das Seções de Referência

Tabela 1 – Propriedades Geométricas das Seções de Referência

Viga 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 ²)	25,614	19,612	13,646	11,512	11,512	11,512
I_1 (cm ⁴)	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 ³)	1.2118E+06	9.9894E+05	7.9570E+05	7.1521E+05	7.1521E+05	7.1521E+05
$W_{1.inf}$ (cm ³)	1.2152E+06	1.0274E+06	8.9791E+05	8.6246E+05	8.6246E+05	8.6246E+05
Propriedades Geométricas da Viga Pré-Moldada - Seção Final (2), em T						
A_2 (cm ²)	32,314	26,312	20,346	17,800	17,800	17,800
I_2 (cm ⁴)	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 ³)	2.2361E+06	2.0816E+06	1.9846E+06	1.9693E+06	1.9693E+06	1.9693E+06
$W_{2.inf}$ (cm ³)	1.7318E+06	1.4895E+06	1.2878E+06	1.2219E+06	1.2219E+06	1.2219E+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).

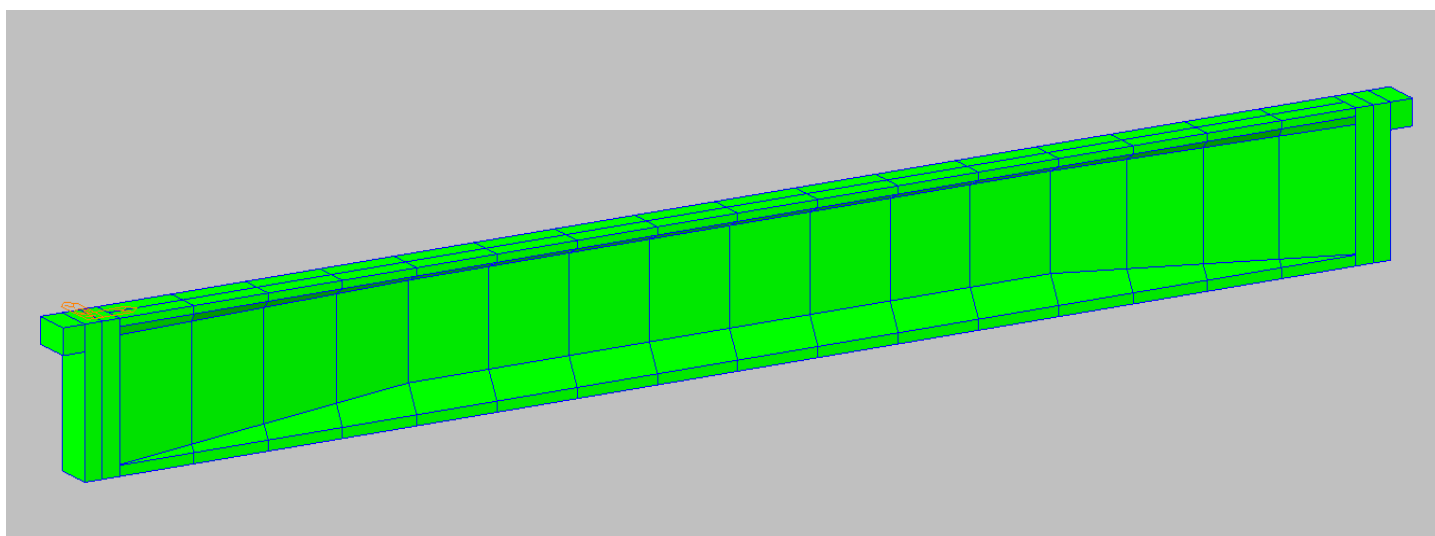


Figura 8 – Perspectiva tridimensional do Modelo de Elementos Finitos de uma Viga

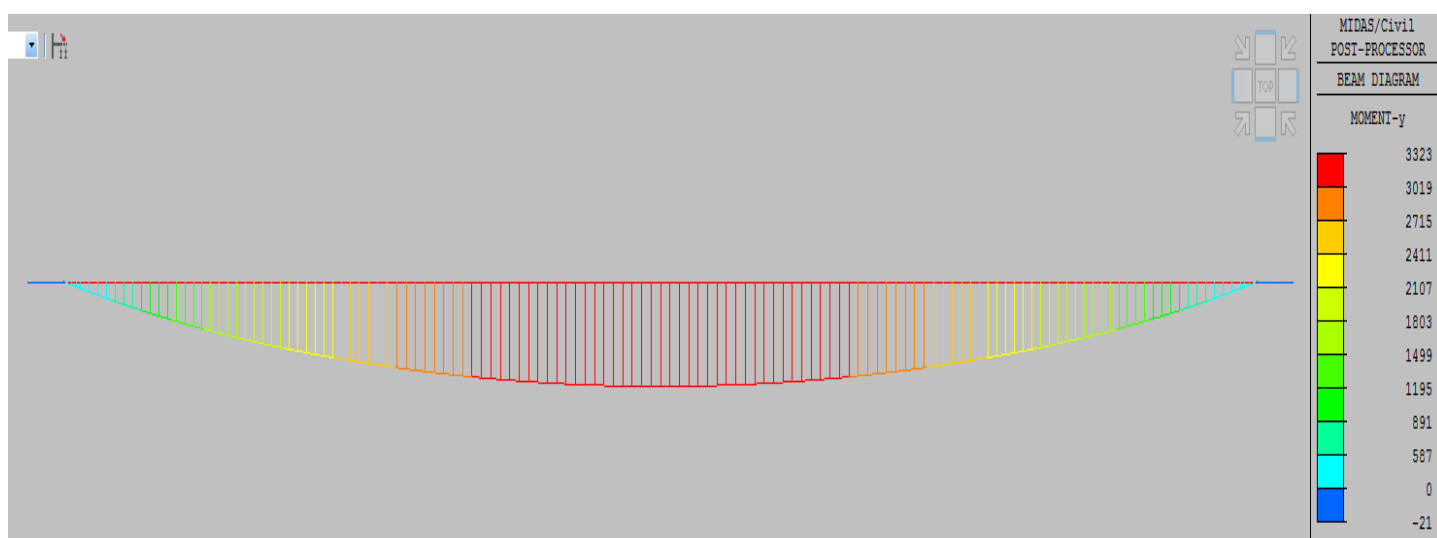


Figura 9 – G1: Momentos-Fletores M_y (valores em kNm, ao lado da legenda colorida: valor máximo (vermelho) = +3.323kNm; valor mínimo (azul) = -21kNm)

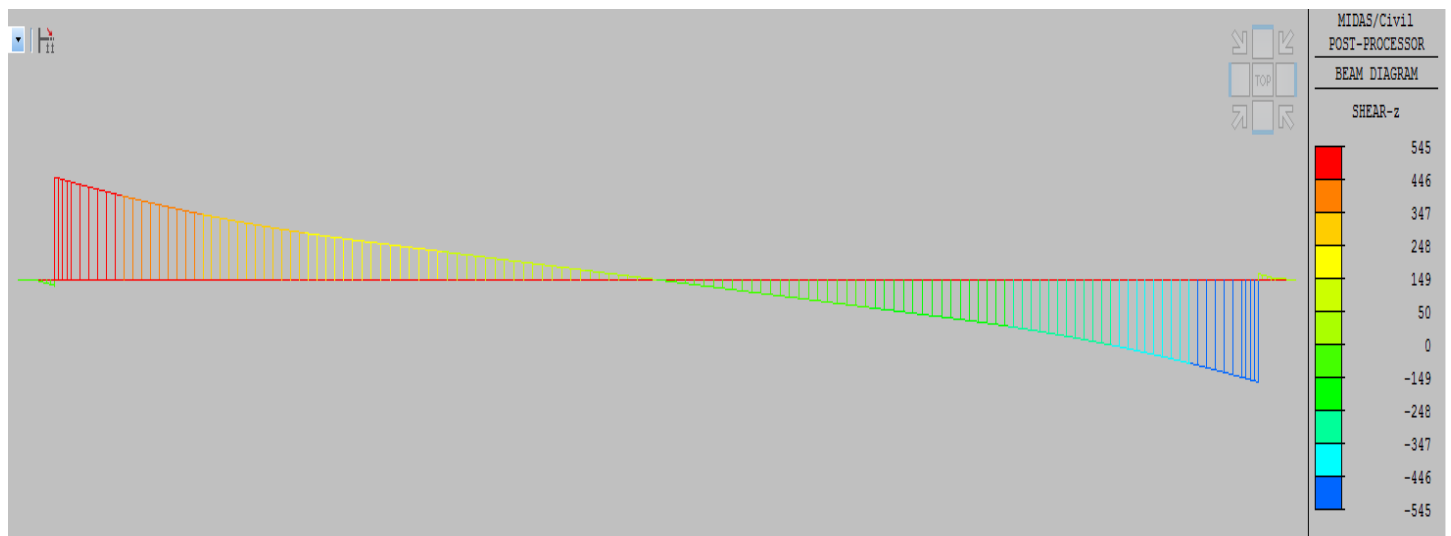


Figura 10 – G1: Cortante Vertical V_z (valores em kN, ao lado da legenda colorida: valor máximo (vermelho) = +545kN; valor mínimo (azul) = -545kN)

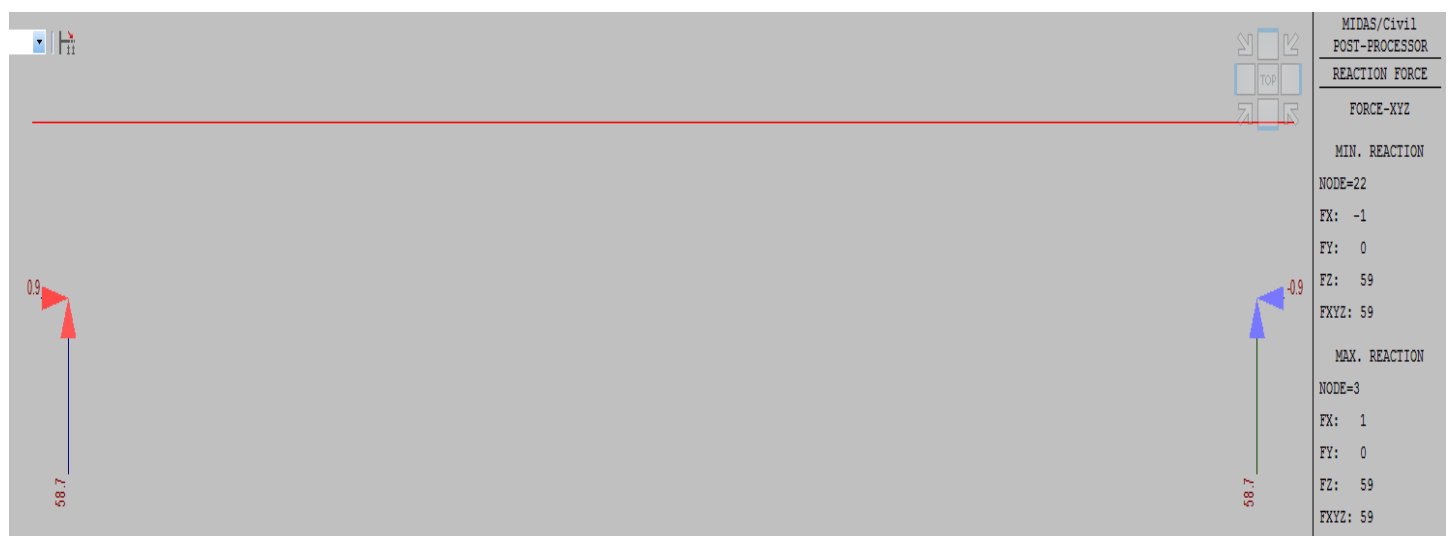


Figura 11 – G1: Reações R_x e R_z (valores em tf: $R_{x,esq} = -R_{x,dir} = 0,9tf$ e $R_{z,esq} = R_{z,dir} = 58,7tf$)

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 12) e de cargas concentradas (ver Figura 13) com as seguintes magnitudes:

- **Peso-Próprio da Laje** $\approx 25\text{kN/m}^3 \times (5,85\text{m} / 2) \times 0,25\text{m} = 18,3\text{kN/m/viga};$
- **Peso-Próprio das Transversinas dos Apoios** $\approx 25\text{kN/m}^3 \times 4,56\text{m}^2 \times 0,5\text{m} / 2 = 28,5\text{kN/viga};$
- **Peso-Próprio da Transversina de Vão** $\approx 25\text{kN/m}^3 \times 7,39\text{m}^2 \times 0,3\text{m} / 2 = 27,7\text{kN/viga};$
- **Peso-Próprio dos Elementos dos Passeios Técnicos (Muretas e Lajetas Pré-Moldadas)** $\approx 25\text{kN/m}^3 \times 2 \times 0,54\text{m} \times 0,15\text{m} + 24\text{kN/m}^3 \times 0,05\text{m} \times 0,38\text{m} = 4,05 + 0,45 = 4,5\text{kN/m/viga}.$

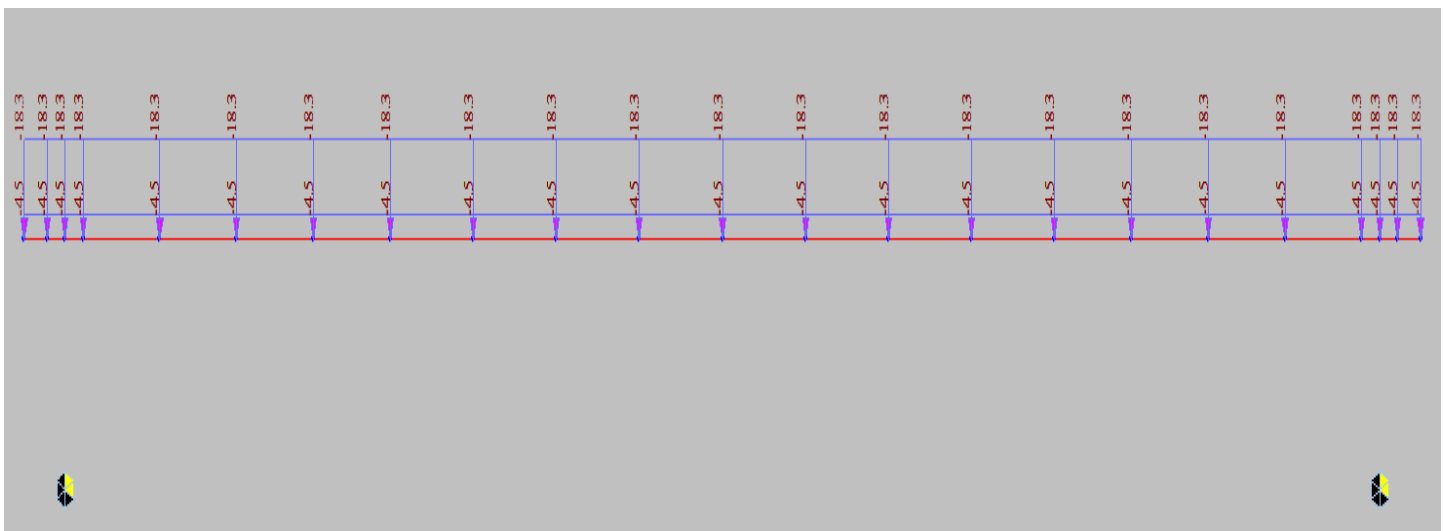


Figura 12 – Vista da modelagem das cargas G2 lineares

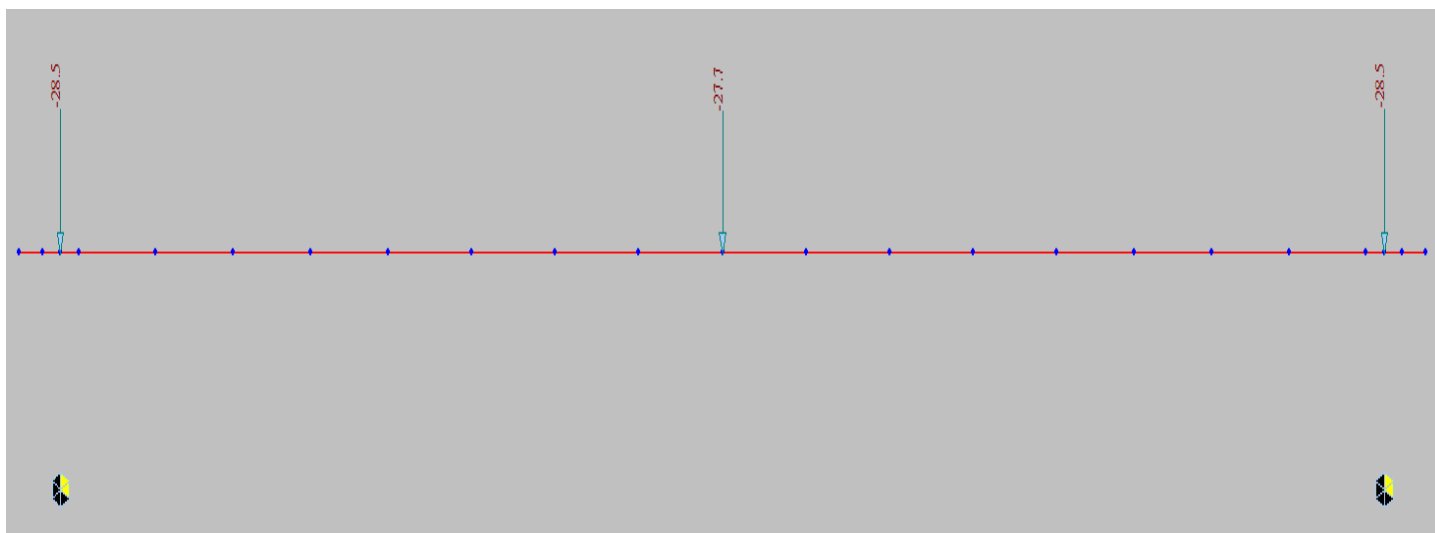


Figura 13 – Vista da modelagem das cargas G2 pontuais

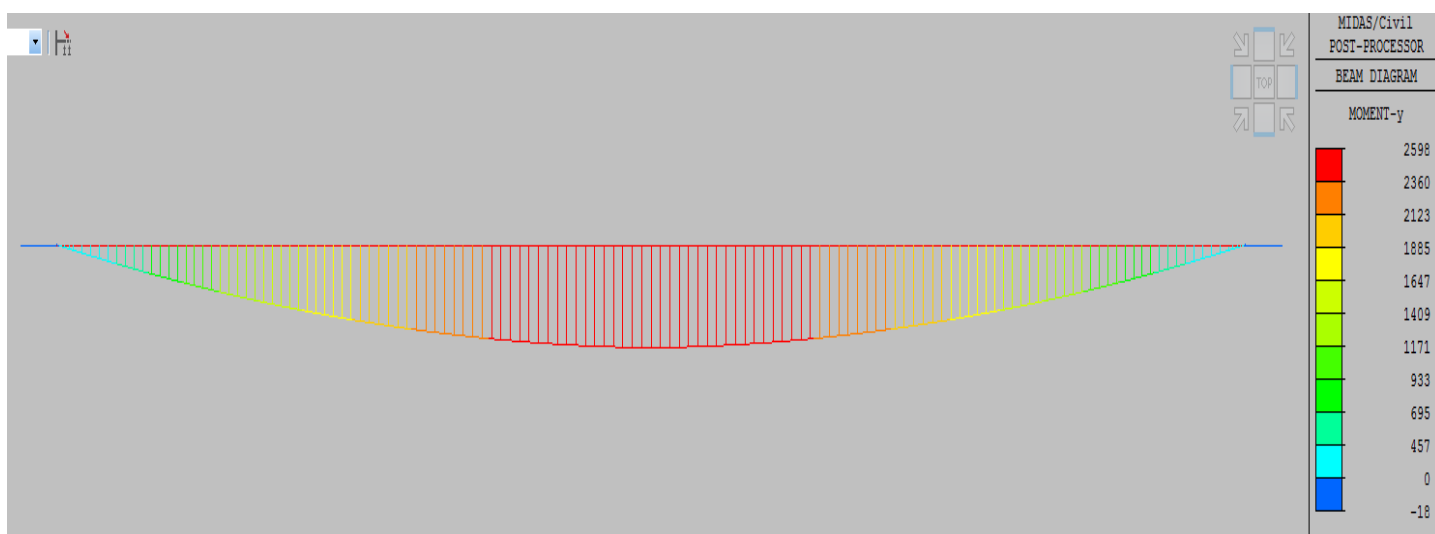


Figura 14 – G2: Momentos-Fletores M_y (valores em kNm, ao lado da legenda colorida: valor máximo (vermelho) = +2.598kNm; valor mínimo (azul) = -18kNm)

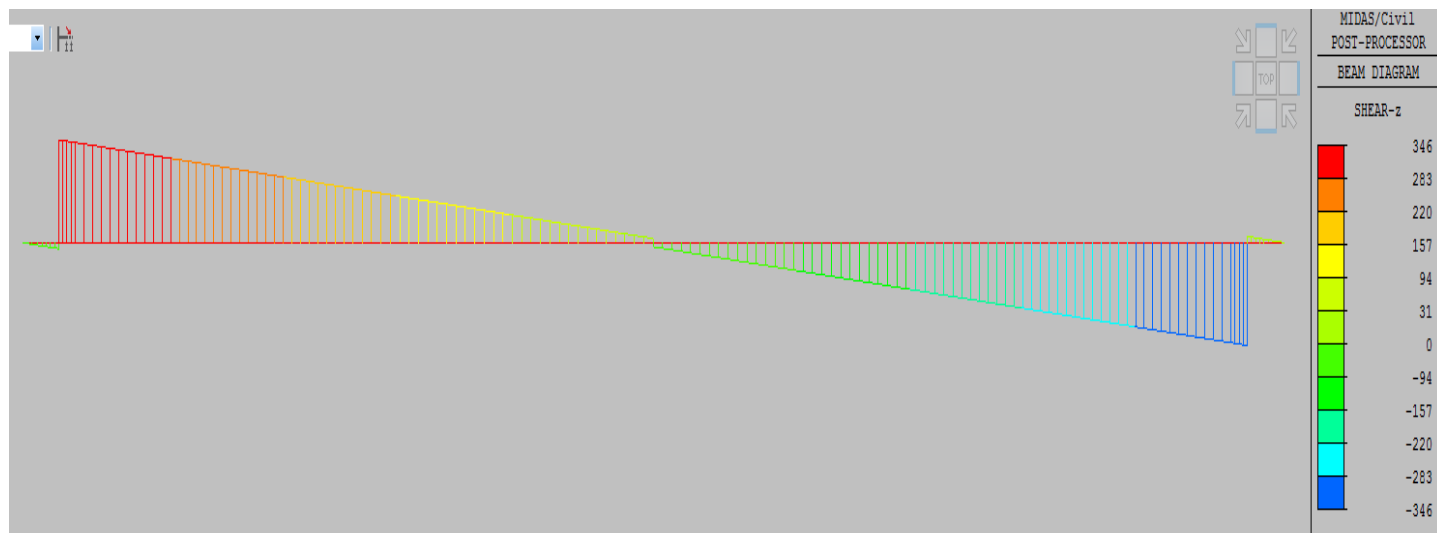


Figura 15 – G2: Cortante Vertical V_z (valores em kN, ao lado da legenda colorida: valor máximo (vermelho) = +346kN; valor mínimo (azul) = -346kN)



Figura 16 – G2: Reações R_x e R_z (valores em tf: $R_{x.esq} = -R_{x.dir} = 0,7tf$ e $R_{z.esq} = R_{z.dir} = 40,3tf$)

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)** $\approx 1,0\text{kN/viga};$

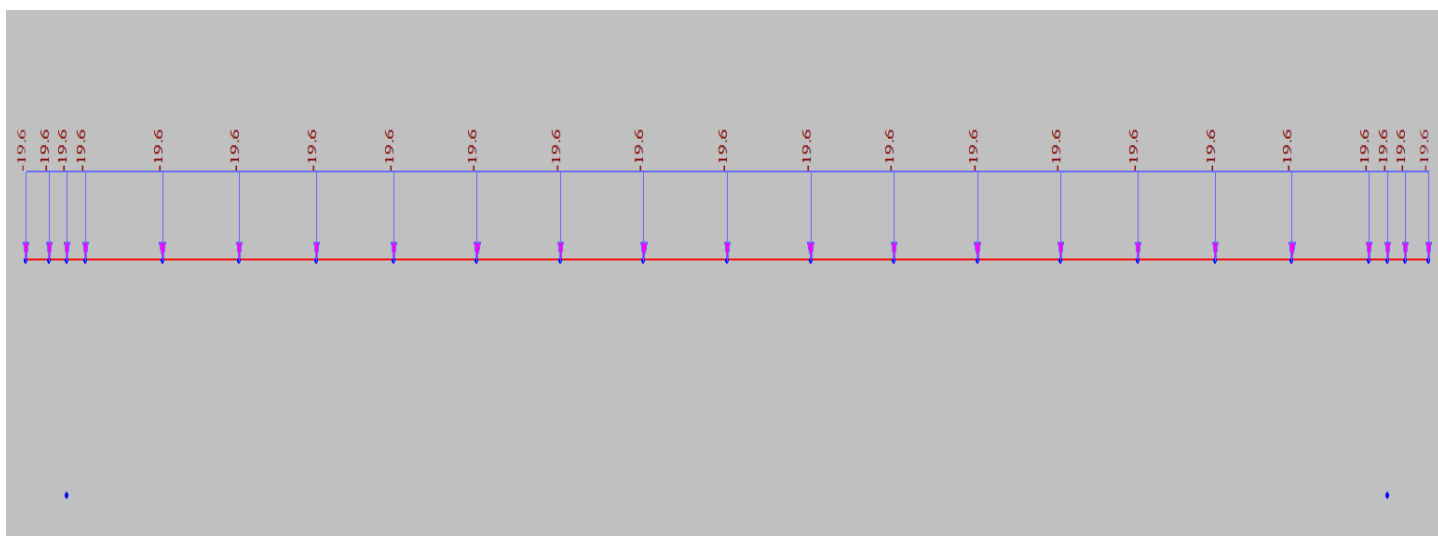


Figura 17 – Vista da modelagem do peso-próprio do lastro (cargas G3)

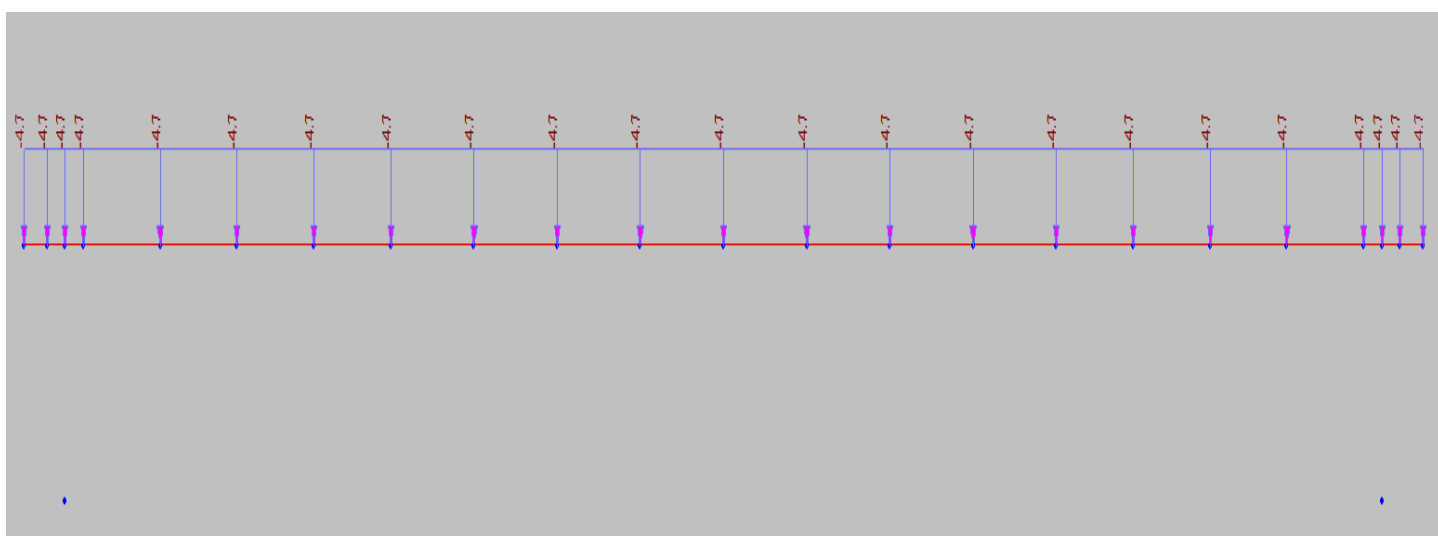


Figura 18 – Vista da modelagem do peso-próprio dos dormentes (cargas G3)

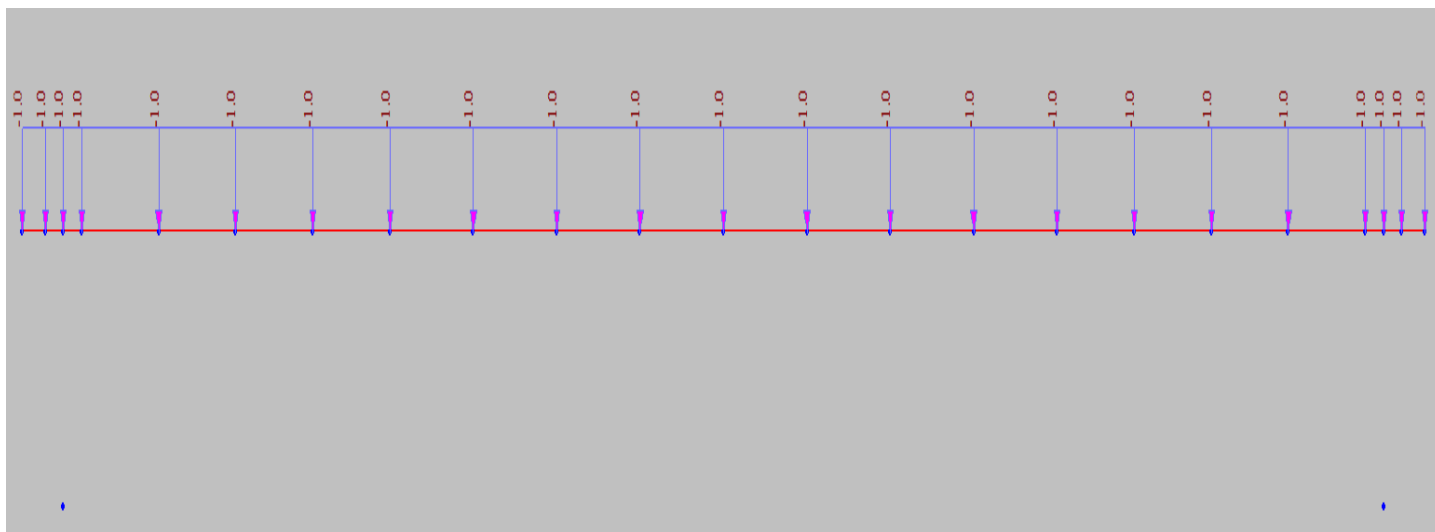


Figura 19 – Vista da modelagem do peso-próprio dos trilhos com respectivos elementos de fixação (cargas G3)

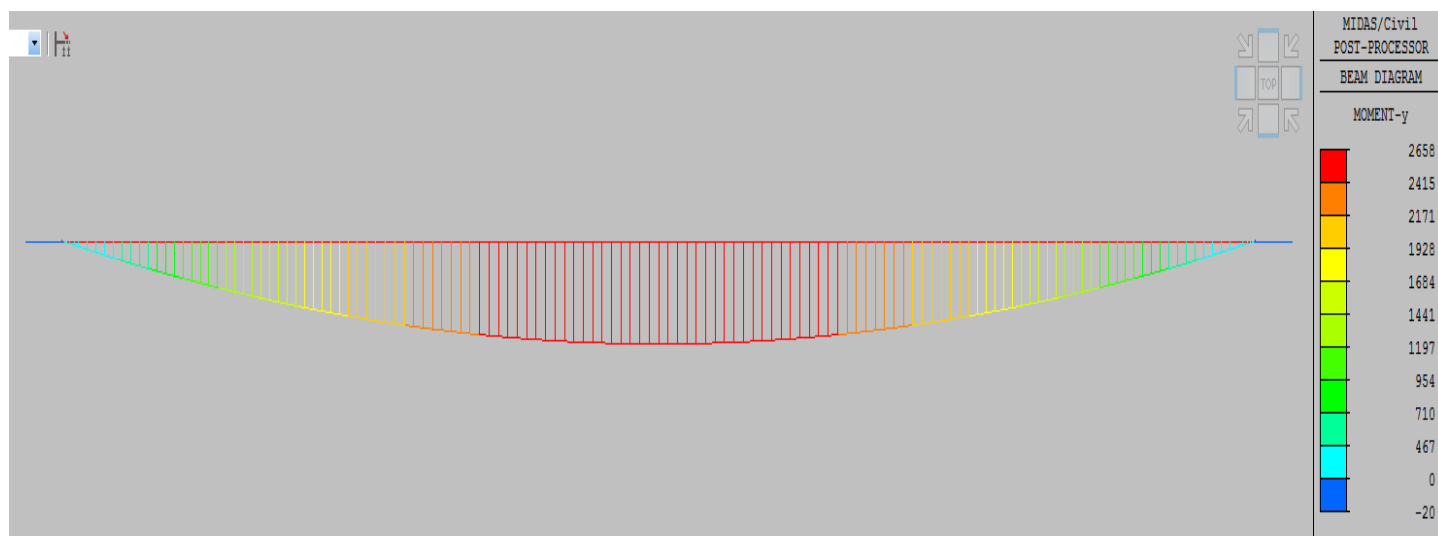


Figura 20 – G3: Momentos-Fletores M_y (valores em kNm, ao lado da legenda colorida: valor máximo (vermelho) = +2.658kNm; valor mínimo (azul) = -20kNm)

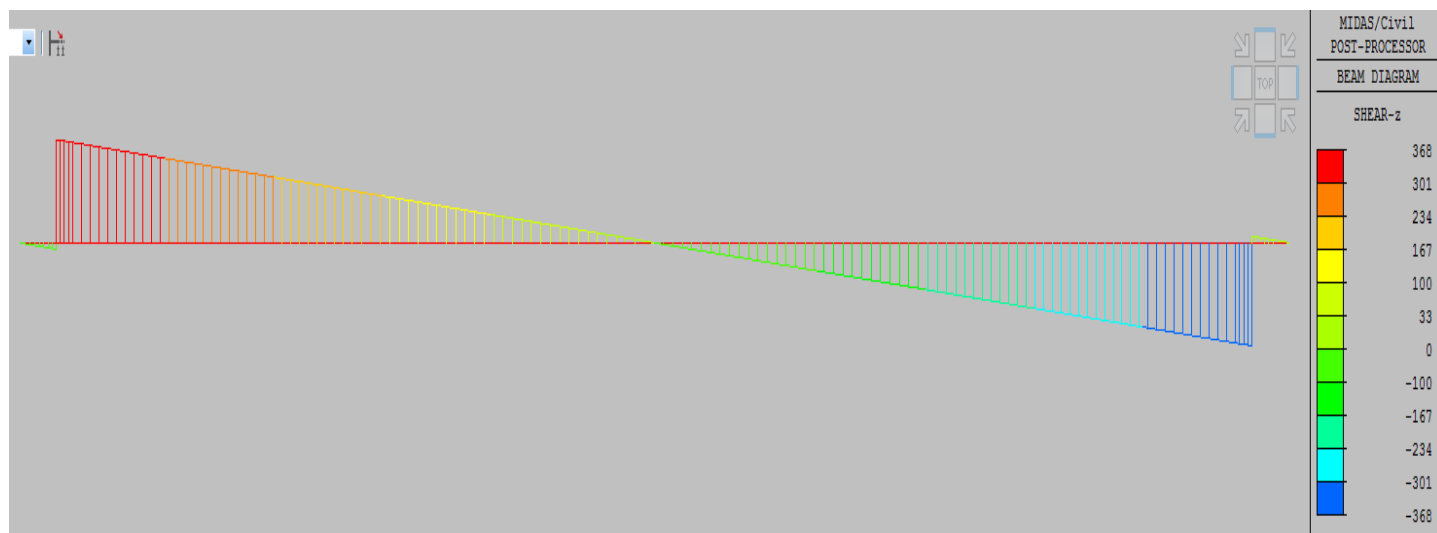


Figura 21 – G3: Cortante Vertical V_z (valores em kN, ao lado da legenda colorida: valor máximo (vermelho) = +368kN; valor mínimo (azul) = -368kN)



Figura 22 – G3: Reações R_x e R_z (valores em tf: $R_{x.esq} = -R_{x.dir} = 0,7tf$ e $R_{z.esq} = R_{z.dir} = 39,8tf$)

4.3 AÇÕES VARIÁVEIS

4.3.1 Trem-Tipo TB-360 (NBR 7189)

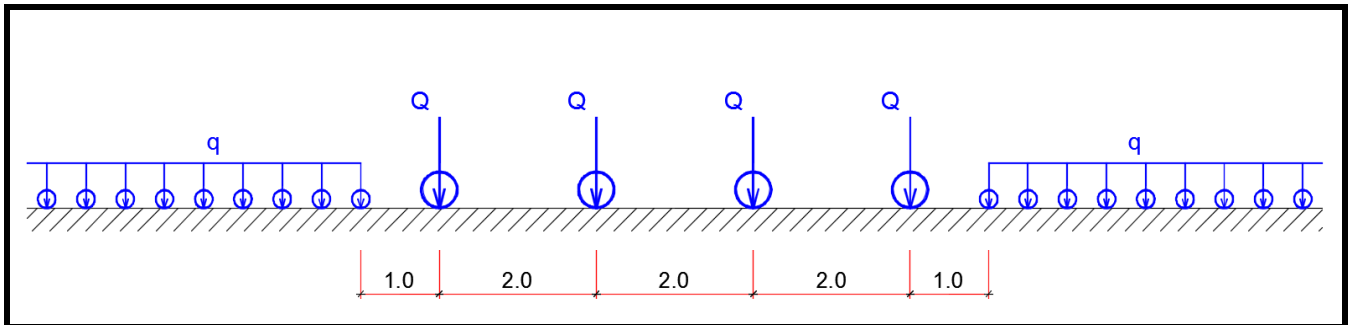


Figura 23 – Esquema de carregamento do Trem Tipo TB-360

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.

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)

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

4.3.3 Frenação/Aceleração (NBR 7187)

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

$$= \text{Máximo } \{216 + 0,15 \times 120 \times L_{\text{vagão}}\}; 360\}$$

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

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

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

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

iii. Cenário com vão apenas ocupado por Vagões:

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

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:

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

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

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

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 +/-15°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°C.

4.4 PRINCIPAIS RESULTADOS

Tabela 2 – Principais Resultados nas Seções de Referência

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
Momentos-Fletores Característicos (tfm)						
$M_{G1.k}$	0	99	214	255	313	332
$M_{G2.k}$	0	53	125	153	195	212
$M_{G3.k}$	0	82	191	233	293	313
$M_{Q.k}$	0	212	483	586	738	786
Esforços Cortantes Característicos (tf)						
$V_{G1.k}$	54	42	27	21	11	0
$V_{G2.k}$	28	24	18	15	8	-1
$V_{G3.k}$	43	37	27	22	11	0
$V_{Q.k}$	115	101	79	70	51	-35
Reações nos Apoios (tf)						
$R_{G1.k}$	57.6	---	---	---	---	---
$R_{G2.k}$	32.5	---	---	---	---	---
$R_{G3.k}$	46.1	---	---	---	---	---
$R_{Q.k}$	121.3	---	---	---	---	---
Deslocamentos (mm)						
$\delta_{G1.k}$	0.0	-2.1	-5.2	-6.5	-8.5	-9.2
$\delta_{G2.k}$	0.0	-1.3	-3.2	-4.0	-5.2	-5.7
$\delta_{G3.k}$	0.0	-1.9	-4.8	-6.0	-7.9	-8.5
$\delta_{Q.k}$	0.0	-4.7	-11.7	-14.7	-19.3	-21.0
Rotações nos Apoios ($\times 10^{-4}$ rad)						
$\alpha_{G1.k}$	9.9	---	---	---	---	---
$\alpha_{G2.k}$	6.0	---	---	---	---	---
$\alpha_{G3.k}$	9.1	---	---	---	---	---
$\alpha_{Q.k}$	22.3	---	---	---	---	---
NOTA: Os valores referentes à carga móvel não estão majorados pelo coeficiente de impacto φ						

4.5 TENSÕES SOLICITANTES E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA PROTENSÃO

Tabela 3 – Quadro de Tensões na Seção de Meio-Vão (Seção S.5)

PRÉ-DIMENSIONAMENTO (14,25 = máx)							[0,89.Pi (x=0)]						
Ap 1 cord	No cord	Ap total	σai	Pi(x=0)	Po(x=0,5L)	PESO	Ap 1 cord	No cord	Ap total	σai	Pi(x=0)	Po(x=0,5L)	PESO
cm2		cm2	(tf/cm2)	tf	tf	kgf/m	cm2		cm2	(tf/cm2)	tf	tf	kgf/m
1.01	72.00	72.65	14.02	1018.52	906.49	51.84	1.01	72.00	72.65	14.02	1018.52	906.49	51.84
0.00%							0.00%						
PROTENSÃO: FASE ÚNICA													
Unidades: tf, m							Rev 0 Data 23/09/2015						
PROJETO: Fegirão													
EL. ESTR. LONG (Tab. Simples)													
CONCRETO 35 MPa fct,f = 1,2. fctk = 269.67 tf.m ⁻²							AÇO CP 190 RB 12 CORDOALHAS 12,7						
Número de Cabos = 6 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: 6 COMBINAÇÃO RARA							SEÇÃO: 6 COMBINAÇÃO FREQUENTE ψ1 = 1.0						
0,66. fck = 2310.00 0,60. fck = 2100.00													
Car. Geom. Seção Inicial							Car. Geom. Seção Inicial						
J= 1.1260							J= 1.1260						
S= 1.1513 S= 1.1513							S= 1.1513 S= 1.1513						
ys= -1.5578 ys= -1.5578							ys= -1.5578 ys= -1.5578						
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 1.155							Excentricidade 1.155 1.155 1.155						
Car. Geom. Seção Final							Car. Geom. Seção Fi						
J= 2.3318 S= 1.8203 S= 1.8203 S= 1.8203							J= 2.3318 S= 1.8203 S= 1.8203 S= 1.8203						
ys= -1.1887 ys*= -0.9887 yi= 1.9113							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							Excentricidade 1.774 1.774 1.774						
SEÇÃO 6							SEÇÃO 6						
B. SUPERIOR B. INTERMEDIÁRIA B. INFERIOR							B. SUPERIOR B. INTERMEDIÁRIA B. INFERIOR						
σ1 Σσ1 σ* Σσ* σ2 Σσ2							σ1 Σσ1 σ* Σσ* σ2 Σσ2						
tf.m ⁻² tf.m ⁻² tf.m ⁻² tf.m ⁻² tf.m ⁻² tf.m ⁻²							tf.m ⁻² tf.m ⁻² tf.m ⁻² tf.m ⁻² tf.m ⁻² tf.m ⁻²						
SITUAÇÕES SEM PERDAS							SITUAÇÕES SEM PERDAS						
Po -906.49 660.73 -1.988.6							Po -906.49 660.73 -1.988.62						
MpHip 0.00 0.00 0.00							MpHip 0.00 0.00 0.00						
Mg1 332.00 -459.32 201.41 381.01 -1.607.61							Mg1 332.00 -459.32 201.41 381.01 -1.607.61						
Mg2 212.00 -293.30 -91.89 243.29 -1.364.32							Mg2 212.00 -293.30 -91.89 243.29 -1.364.32						
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 313.00 -159.56 -159.56 -132.71 -224.60 256.55 -1.107.77							Mg3 313.00 -159.56 -159.56 -132.71 -224.60 256.55 -1.107.77						
Mq+ (1X) 1.053.00 -536.79 -696.34 -446.47 -671.07 863.09 -244.68							Mq+ (1X) 1.053.00 -536.79 -696.34 -446.47 -671.07 863.09 -244.68						
Mq-(1x) 0.00 0.00 -159.56 0.00 -224.60 0.00 -1.107.77							Mq-(1x) 0.00 0.00 -159.56 0.00 -224.60 0.00 -1.107.77						
SITUAÇÕES COM PERDAS FINAIS							SITUAÇÕES COM PERDAS FINAIS						
ΔPo,2 173.15 -61.44 -35.10 346.86							ΔPo,2 173.15 -61.44 -35.10 346.86						
ΔMPHip 0.00 0.00 0.00 0.00							ΔMPHip 0.00 0.00 0.00 0.00						
Po+ΔP+Mg -221.00 -259.70 -760.91							Po+ΔP+Mg -221.00 -259.70 -760.91						
Po+ΔP+Mg+Mq+ -757.78 -706.17 102.19							Po+ΔP+Mg+Mq+ -757.78 -706.17 102.19						
Po+ΔP+Mg+Mq- -221.00 -259.70 -760.91							Po+ΔP+Mg+Mq- -221.00 -259.70 -760.91						
MTemperatur 0.00 0.00 0.00 0.00							MTempera 0.00 0.00 0.00 0.00						
Po+ΔP+Mg+ Temperatura -221.00 -259.70 -760.91							Po+ΔP+Mg+ Temperatura -221.00 -259.70 -760.91						
Po+ΔP+Mg+Mq+ +Temp. -757.78 -706.17 102.19							Po+ΔP+Mg+Mq+ +Temp. -757.78 -706.17 102.19						
Po+ΔP+Mg+Mq- +Temp. -221.00 -259.70 -760.91							Po+ΔP+Mg+Mq- +Temp. -221.00 -259.70 -760.91						
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													
(tf.m ⁻²)													
CONSTR. -160 -160 201 -225 -1,108 -1,608													
Q. PERM. -160 -543 -225 -528 -243 -1,108													
FREQUENTE -160 -758 -225 -706 102 -1,108													
RARA -160 -758 -225 -706 102 -1,108													
COMBINAÇÃO QUASE-PERMANENTE ψ2 = 0.60													
B. SUPERIOR B. INTERMEDIÁRIA B. INFERIOR													
σ1 Σσ1 σ* Σσ* σ2 Σσ2													
tf.m ⁻² tf.m ⁻² tf.m ⁻² tf.m ⁻² tf.m ⁻² tf.m ⁻²													
SITUAÇÕES COM PERDAS PARCIAIS													
Mq+ (0,4X) 631.80 -322.07 -481.63 -267.88 -492.48 517.85 -589.92													
Mq- (0,4x) 0 0.00 -159.56 0.00 -224.60 0.00 -1107.77													
SITUAÇÕES COM PERDAS FINAIS													
Po+ΔP+Mg+Mq+ -543.07 -527.58 -243.05													
Po+ΔP+Mg+Mq- -221.00 -259.70 -760.91													
Po+ΔP+Mg+Mq+++Temp. -543.07 -527.58 -243.05													
Po+ΔP+Mg+Mq-+Temp. -221.00 -259.70 -760.91													

Assim, no que respeita a tensões atuantes na , apresenta-se o seguinte resumo:

Cargas G

- $\sigma_{G1,inf} = 332 / 0,862 = +385,2\text{tf/m}^2 = +3,852\text{MPa}$ (*seção inicial*)
- $\sigma_{G2,inf} = 212 / 0,862 = +245,9\text{tf/m}^2 = +2,459\text{MPa}$ (*seção inicial*)
- $\sigma_{G3,inf} = 313 / 1,222 = +256,1\text{tf/m}^2 = +2,561\text{MPa}$ (*seção final*)
- $\Sigma\sigma_{G,inf} = +887,2\text{tf/m}^2 = +8,872\text{MPa}$

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

- $\psi_1 = 1,0 // \psi_2 = 0,6$
- $\varphi = 1,342$
- $\varphi \cdot \sigma_{Q,inf} = 1,342 \times 786 / 1,222 = 863,2\text{tf/m}^2 = 8,632\text{MPa}$ (*seção final*)

Combinação Frequente (Estado Limite de Formação de Fissura)

- $\sigma_{\text{inf, máx}} < f_{\text{ct, fiss}} = 1,2 \times (0,7 \times 0,3 \times 35^{2/3}) \times 100 = 269,6 \text{ tf/m}^2 = 2,696 \text{ MPa}$
- $\Sigma \sigma_{\text{freq, inf}} = 887,2 - 1.647,4 + 1,0 \times 863,2 = +103,0 \text{ tf/m}^2 = +1,030 \text{ MPa} < +2,696 \text{ MPa} = f_{\text{ct, fiss}}$

Combinação Frequente (Estado Limite de Descompressão)

- $\sigma_{\text{inf, máx}} < 0$
- $\Sigma \sigma_{\text{cqp, inf}} = 887,2 - 1.647,4 + 0,6 \times 863,2 = -242,3 \text{ tf/m}^2 = -2,423 \text{ MPa} < 0$

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/m³), e também o peso de lastro sobre a OAE (peso específico do lastro – 19 kN/m³).

$$A_{\text{tab}} = 4,14\text{m}^2$$

$$G_1 = 4,14\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3 = 103,5\text{kN/m}$$

$$A_{\text{lastro}} = 2,55\text{m}^2$$

$$G_2 = 2,55 \times 19\text{kN/m}^3 = 48,5\text{kN/m}$$

$$\underline{G = G_1 + G_2 = 103,5 + 48,5 = 152,0\text{kN/m}}$$

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

$$\underline{P_{\text{encontro}} = 2,73\text{m}^2 \times 5,85\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 399,3\text{kN}}$$

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

$$\underline{P_{\text{travessa}} = 6,90\text{m}^2 \times 5,85\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 1009,1\text{kN}}$$

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

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

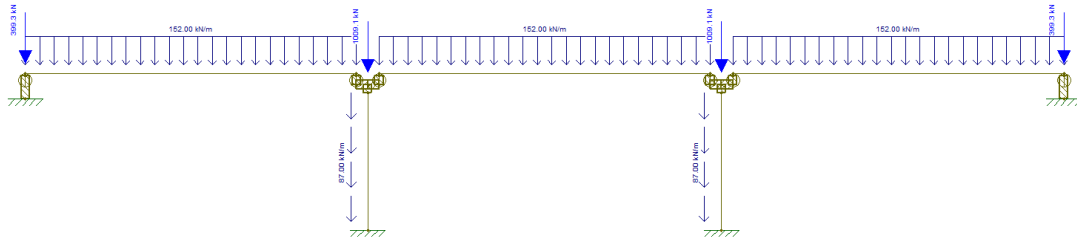


Figura 24 – Carregamentos de peso próprio.



Figura 25 – 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 três posições do trem-tipo (situações críticas):

Posição 1 – trem-tipo próximo ao encontro

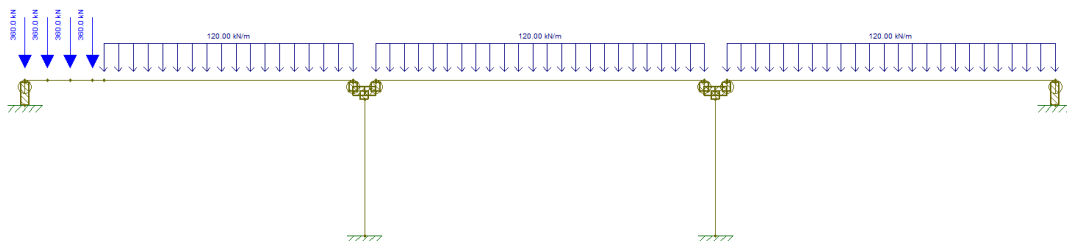


Figura 26 – Carregamento do trem-tipo + carga de distribuição na posição 1.



Figura 27 – Esforços devido ao carregamento do trem-tipo + carga de distribuição na posição 1.

Posição 2 – trem-tipo próximo à travessa

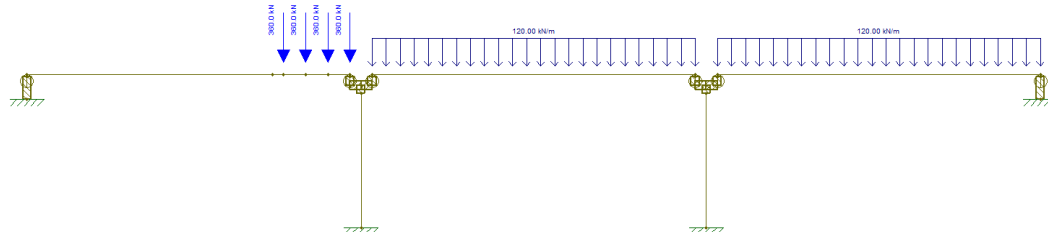


Figura 28 – Carregamento do trem-tipo + carga de distribuição na posição 2.



Figura 29 – Esforços devido ao carregamento do trem-tipo + carga de distribuição na posição 2.

Posição 3 – trem-tipo entre dois vãos

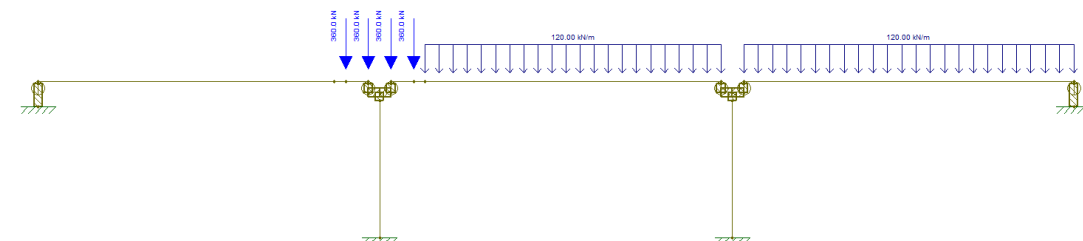


Figura 30 – Carregamento do trem-tipo + carga de distribuição na posição 3.



Figura 31 – Esforços devido ao carregamento do trem-tipo + carga de distribuição na posição 3.

- 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.

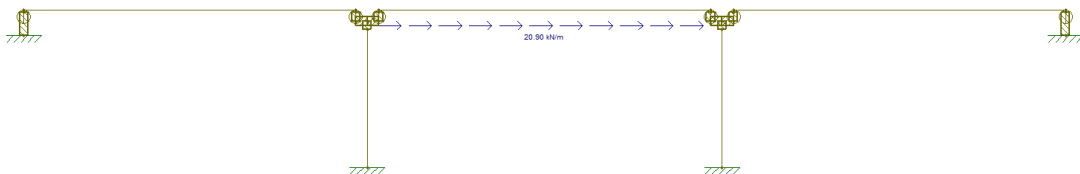


Figura 32 – Carregamento de frenagem e aceleração.



Figura 33 – Esforços devido ao carregamento de frenagem e aceleração.

- d) Variação uniforme equivalente de temperatura (Teq) – O cálculo da variação uniforme equivalente de temperatura é feito automaticamente

peelo Ftool. Modelou-se as OAE's para uma variação sazonal de temperatura (-15°C), para uma variação de temperatura simulando os efeitos da retração (-15°C), e para uma variação de temperatura simulando os esforços de protensão (-25°C).

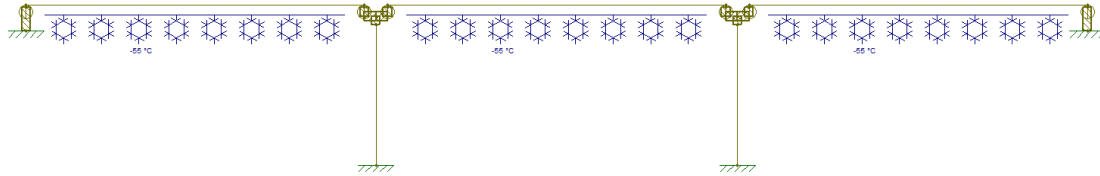


Figura 34 – Inserção de uma variação de temperatura de 55°C.



Figura 35 – Esforços devido à variação de temperatura de 55°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 36 – Impacto lateral atuando próximo ao encontro.



Figura 37 – Esforços devido ao impacto lateral atuando próximo ao encontro.



Figura 38 – Impacto lateral atuando próximo à travessa.



Figura 39 – 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) = $1108,8 \text{ kN.m}$

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

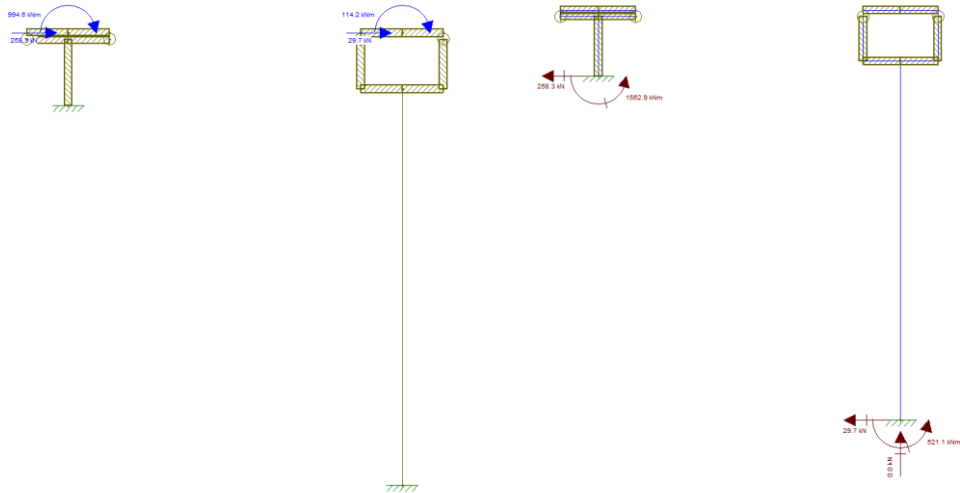


Figura 40 – Carregamento e esforços devido ao impacto lateral atuando próximo ao encontro.

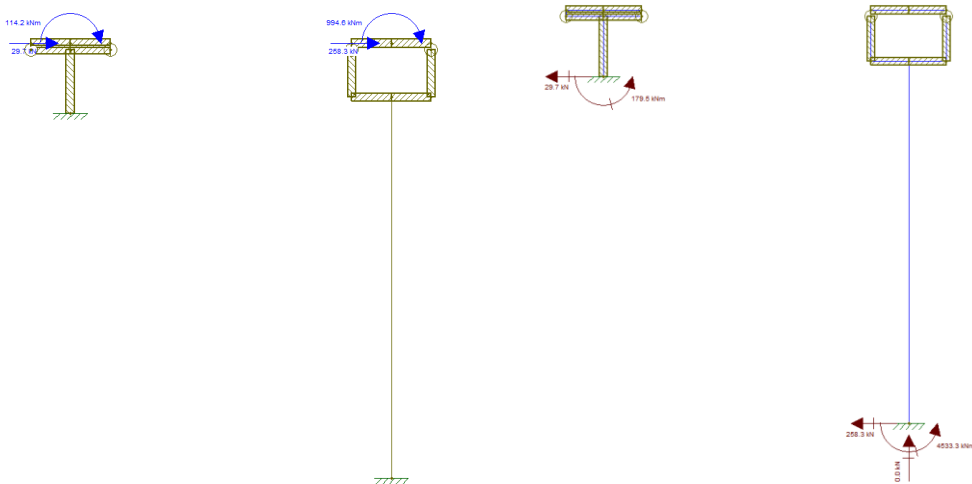


Figura 41 – Carregamento e esforços devido ao impacto lateral atuando próximo à travessa.

- 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 1,0kN/m².

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

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.

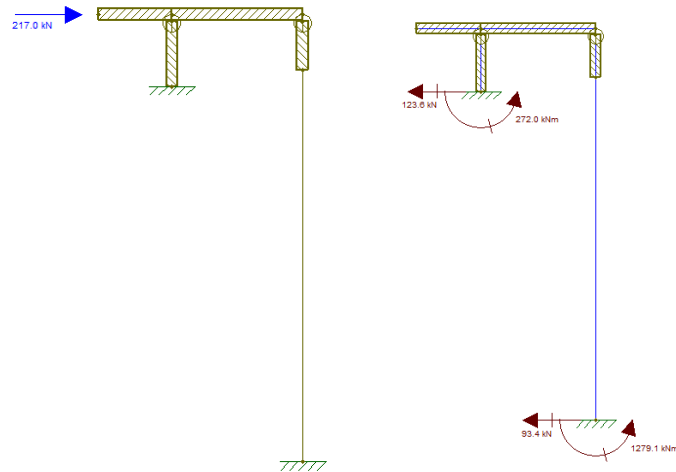


Figura 42 – Distribuição longitudinal dos carregamento e esforços devido ao vento para o caso (1).

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 = $379,8\text{kN.m}$

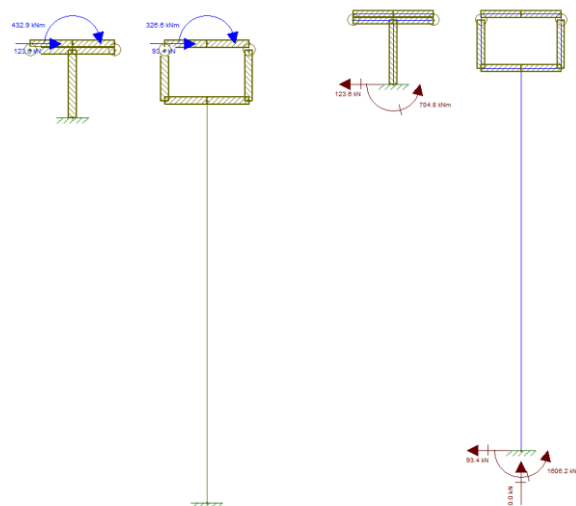


Figura 43 – Distribuição transversal dos carregamento e esforços devido ao vento para o caso (1).

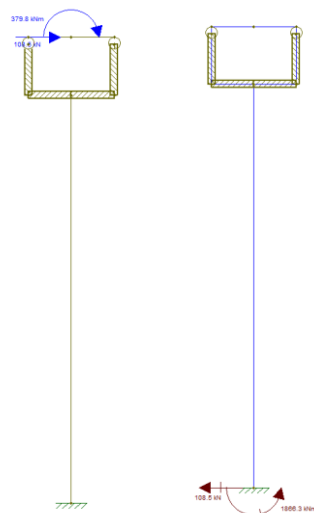


Figura 44 – Distribuição transversal dos carregamento e esforços devido ao vento para o caso (1).

5.1.3 Resumo Dos Esforços Na Base Dos Pilares E Encontros

OAE FERROVIÁRIA - VÃO = 5.85M																					
	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	2610.9	0.0	0.0	0.0	0.0	6476.3	0.0	0.0	0.0	0.0	6476.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2610.9	0.0	0.0
Q1 (a)	0.6	0.0	2298.6	0.0	-1.4	-1.2	0.0	3539.4	0.0	-31.1	0.5	0.0	3492.0	0.0	-6.6	0.1	0.0	0.0	1746.0	0.0	-0.2
Q2 (b)	-6.1	0.0	148.5	0.0	-13.4	11.4	0.0	3037.5	0.0	-297.8	-4.6	0.0	3492.0	0.0	-6.3	-0.7	0.0	0.0	1746.0	0.0	-1.6
Q3 (c)	-18.8	0.0	24.7	0.0	-41.4	35.4	0.0	2795.1	0.0	-919.5	-14.4	0.0	3498.2	0.0	-190.8	-2.2	0.0	0.0	1746.0	0.0	-4.9
FA	-42.3	0.0	0.0	0.0	93.1	-261.8	0.0	0.0	0.0	3586.0	-261.8	0.0	0.0	0.0	3586.0	-42.3	0.0	0.0	0.0	0.0	93.1
Teq	-37.8	0.0	83.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-37.8	0.0	83.1	0.0	0.0	0.0
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	0.0
IL1 (d)	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	0.0
IL2 (e)	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	0.0

Eixo x - longitudinal
Eixo y - transversal
(a) - posição 1
(a) - posição 2
(c) - posição 3
(d) - impacto lateral próximo ao encontro (Q1)
(e) - impacto lateral próximo à travessa (Q2 e Q3)

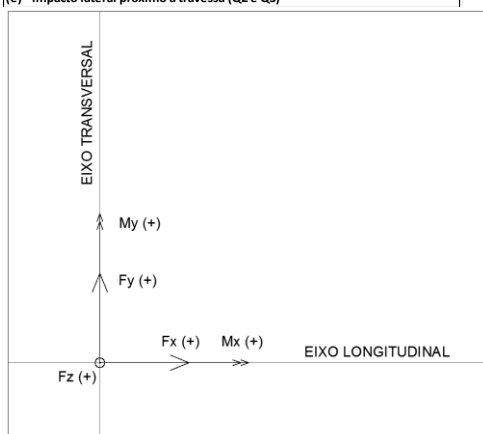


Figura 45 – Convenção dos sinais dos esforços.

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)	αa (rd)			
				138.80	2.20					
CARGAS VARIÁVEIS			REAÇÃO MÁXIMA			REAÇÃO MÍNIMA				
			Vp,máx	Ha comp	Hb comp	αa comp	Vp,mín	Ha comp	Hb comp	αa comp
				26.86						
CARGAS TOTAIS			REAÇÃO MÁXIMA			REAÇÃO MÍNIMA				
			Vmáx	Ha comp	Hb comp	αa comp	Vmín	Ha comp	Hb comp	αa 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)=					αa (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 ²	
Cargas Máximas	$\sigma_{Vmax} = \frac{V_{max}}{A_{red}} \leq 150 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-2}$	92.33	menor que	150 kgf/cm ²
Cargas Permanentes	$\sigma_{Vg} = \frac{V_g}{A_{red}} \leq 100 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-2}$	52.35	menor que	100 kgf/cm ²
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 ²
	$\tau_H = \frac{H_g + 0,5 \cdot H_p}{a \cdot b} \leq 0,5G$	5.21	aprox. =	5.00 kgf/cm ²
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 ²
	$(\frac{H}{V})_{max} \leq f ; \text{ com } f = 0,1 + \frac{2}{\sigma_v}$	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 ²

5.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES – VERIFICAÇÕES SIMPLIFICADAS

5.3.1 Pilares Baixos (Tipo 1)

Para o pré-dimensionamento dos pilares baixos (L=12,00m), combinou-se os esforços já apresentados, e verificou-se as situações mais críticas:

$$N_{d,máx} = 15857,2 \text{ kN}$$

$$N_{d,min} = 12094,5 \text{ kN}$$

$$M_{d,x} = 11661,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{d,y} = 5366,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Parâmetros do Pilar Tipo 1:

Base (b) = 1,80 m (paralelo ao eixo x)

Altura (h) = 3,80 m (paralelo ao eixo y)

$$\text{Área (A)} = 3,00\text{m}^2$$

Pilar vazado com espessura das paredes de 0,30m

$$I_x = 4,954\text{m}^4$$

$$I_y = 1,386\text{m}^4$$

$$A_{s,adot} = 92\phi 16,0 = 184,9\text{cm}^2 = 0,62\% A_c$$

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

$$e_{ax} = b / 30 = 1,80 / 30 = 0,06\text{m} \rightarrow 15857,2 \times 0,06 = 951,4\text{kN.m}$$

$$e_{ay} = h / 30 = 3,80 / 30 = 0,13\text{m} \rightarrow 15857,2 \times 0,13 = 2061,4\text{kN.m}$$

$$M_{d,x}^{1a} = 11661,5\text{kN.m} + 2061,4\text{kN.m} = 13722,9\text{kN.m}$$

$$M_{d,y}^{1a} = 5366,3\text{kN.m} + 951,4\text{kN.m} = 6317,7\text{kN.m}$$

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:

$$\lambda = L_0 / i$$

$$L_0 = 2 \times L = 2 \times 12,00 = 24,00\text{m}$$

$$i_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{4,954 / 3,00} = 1,29\text{m}$$

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{1,386 / 3,00} = 0,68\text{m}$$

$$\lambda_x = 24,00 / 1,29 \approx 19$$

$$\lambda_y = 24,00 / 0,68 \approx 35$$

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

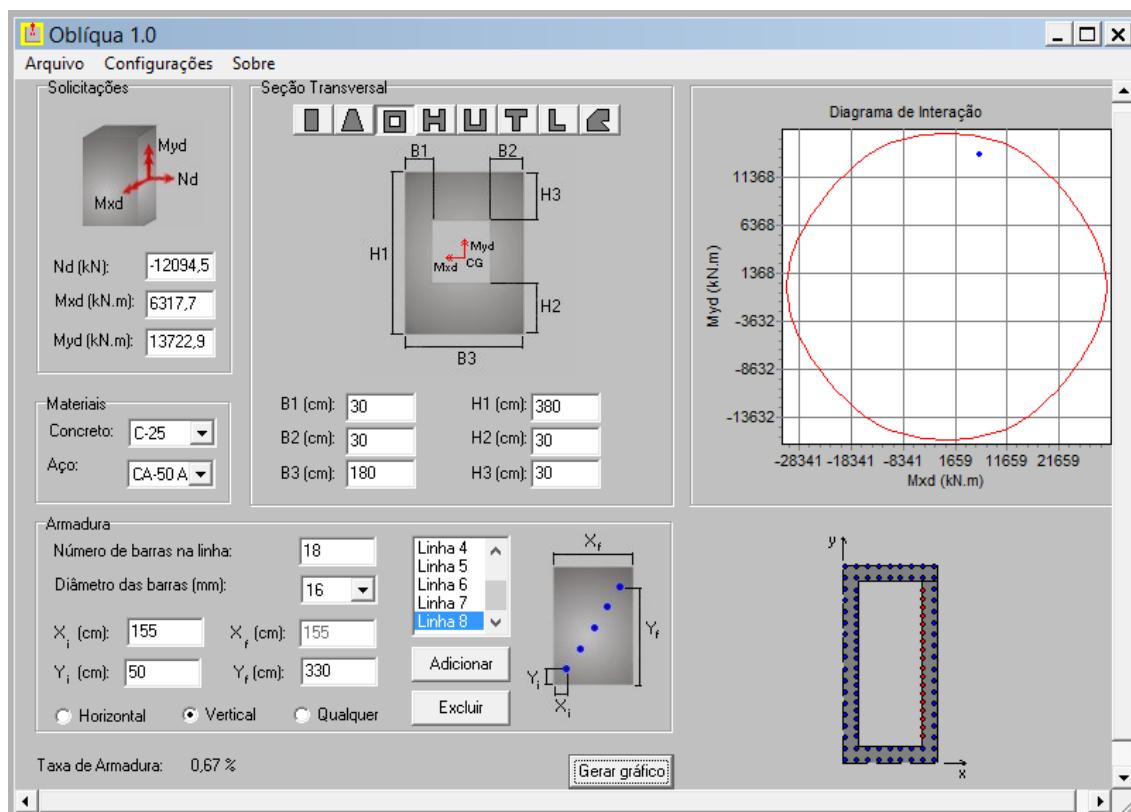


Figura 45 – Verificação da flexo-compressão mínima.

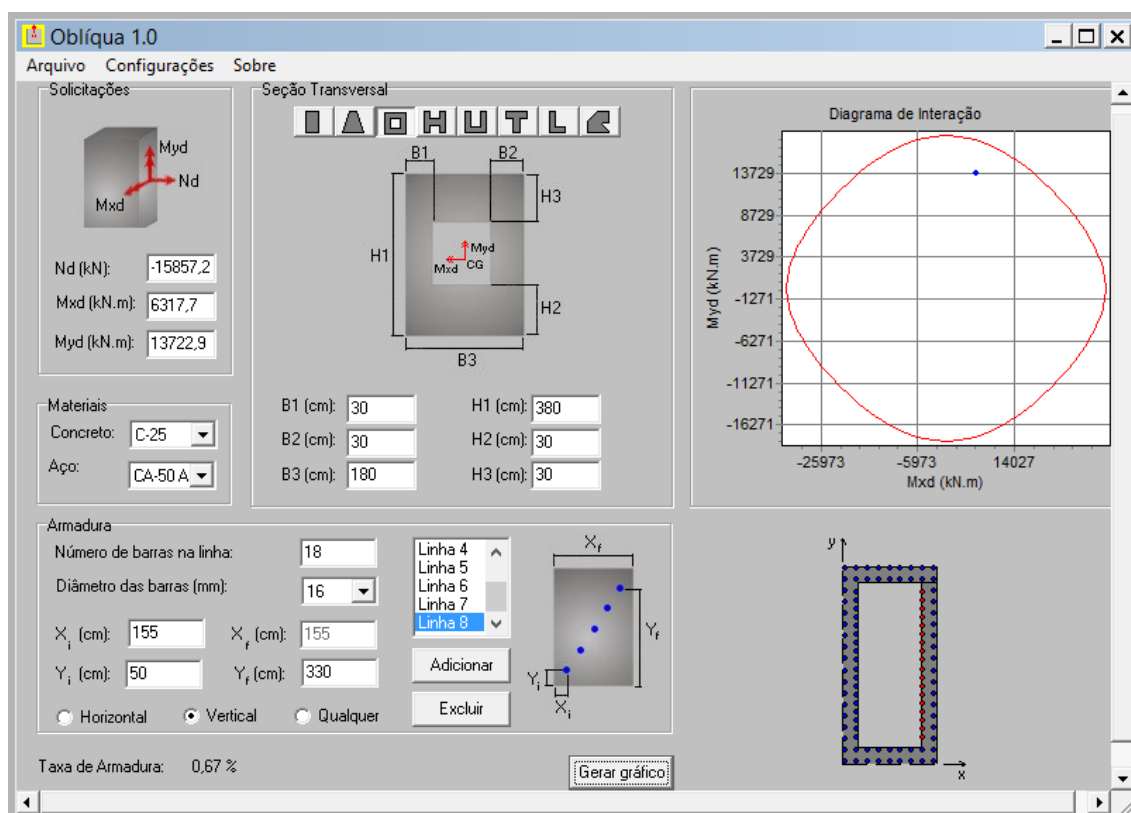


Figura 45 – Verificação da flexo-compressão máxima.

5.3.2 Pilares Altos (Tipo 2)

Para o dimensionamento dos pilares altos ($L=30,00\text{m}$), extrapolou-se a combinação de esforços apresentados, e verificou-se as situações mais críticas:

$$N_{d,m\acute{a}x} = 15857,2\text{kN} + 1647,0\text{kN} \text{ (Peso adicional do pilar)} = 17504,2\text{kN}$$

$$N_{d,m\acute{i}n} = 12094,5\text{kN} + 1647,0\text{kN} \text{ (Peso adicional do pilar)} = 13741,5\text{kN}$$

$$M_{d,x} = 11661,5\text{kN.m} \times 30,00\text{m} / 12,00\text{m} = 29153,8\text{kN.m}$$

$$M_{d,y} = 5366,3\text{kN.m} \times 30,00\text{m} / 12,00\text{m} = 13415,8\text{kN.m}$$

Parâmetros do Pilar Tipo 2:

Base (b) = 2,90 m (paralelo ao eixo x)

Altura (h) = 3,80 m (paralelo ao eixo y)

Área (A) = $3,66\text{m}^2$

Pilar vazado com espessura das paredes de 0,30m

$$I_x = 6,980\text{m}^4$$

$$I_y = 4,478\text{m}^4$$

$$A_{s,adot} = 128\phi 20,0 = 401,9\text{cm}^2 = 1,10\% A_c$$

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

$$e_{ax} = b / 30 = 2,90 / 30 = 0,097\text{m} \rightarrow 17504,2 \times 0,10 = 1750,4\text{kN.m}$$

$$e_{ay} = h / 30 = 3,80 / 30 = 0,127\text{m} \rightarrow 17504,2 \times 0,13 = 2275,5\text{kN.m}$$

$$M_{d,x}^{1a} = 29153,8\text{kN.m} + 2275,5\text{kN.m} = 31429,3\text{kN.m}$$

$$M_{d,y}^{1a} = 13415,8\text{kN.m} + 1750,4\text{kN.m} = 15166,2\text{kN.m}$$

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:

$$\lambda = L_0 / i$$

$$L_0 = 2 \times L = 2 \times 30,00 = 60,00\text{m}$$

$$i_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{6,980 / 3,66} = 1,38\text{m}$$

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{4,478 / 3,66} = 1,11\text{m}$$

$$\lambda_x = 60,00 / 1,38 \approx 43$$

$$\lambda_y = 60,00 / 1,11 \approx 54$$

Considerando um $\lambda_1 = 40$, deve-se verificar os efeitos de 2ª ordem, considerando o item 15.8.3.3.2 da NBR6118.

$$M_{d,tot} = \alpha_b \times M_{1d,A} + N_d \times \frac{l_e^2}{10} \times \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

Para Mx:

$$v = 17504,2 \text{ kN} / (3,66 \text{ m}^2 \times 17857 \text{ kN/m}^2) = 0,268$$

$$1/r_x = 0,005 / [3,80 \text{ m} \times (0,268 + 0,5)] \leq 0,005 / 3,80 \text{ m} \rightarrow 1/r = 0,0013$$

$$1/r_y = 0,005 / [2,90 \text{ m} \times (0,268 + 0,5)] \leq 0,005 / 2,90 \text{ m} \rightarrow 1/r = 0,0017$$

$$M_{d,x}^{2a} = 0,90 \times 31429,3 \text{ kN.m} + 17504,2 \times (60,00^2 / 10) \times 0,0013 = 28286,4 + 8192,0$$

$$M_{d,x}^{2a} = 36478,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{d,y}^{2a} = 0,90 \times 15166,2 \text{ kN.m} + 17504,2 \times (60,00^2 / 10) \times 0,0017 = 13649,6 + 10712,6 = 24362,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{d,y}^{2a} = 24362,2 \text{ kN.m}$$

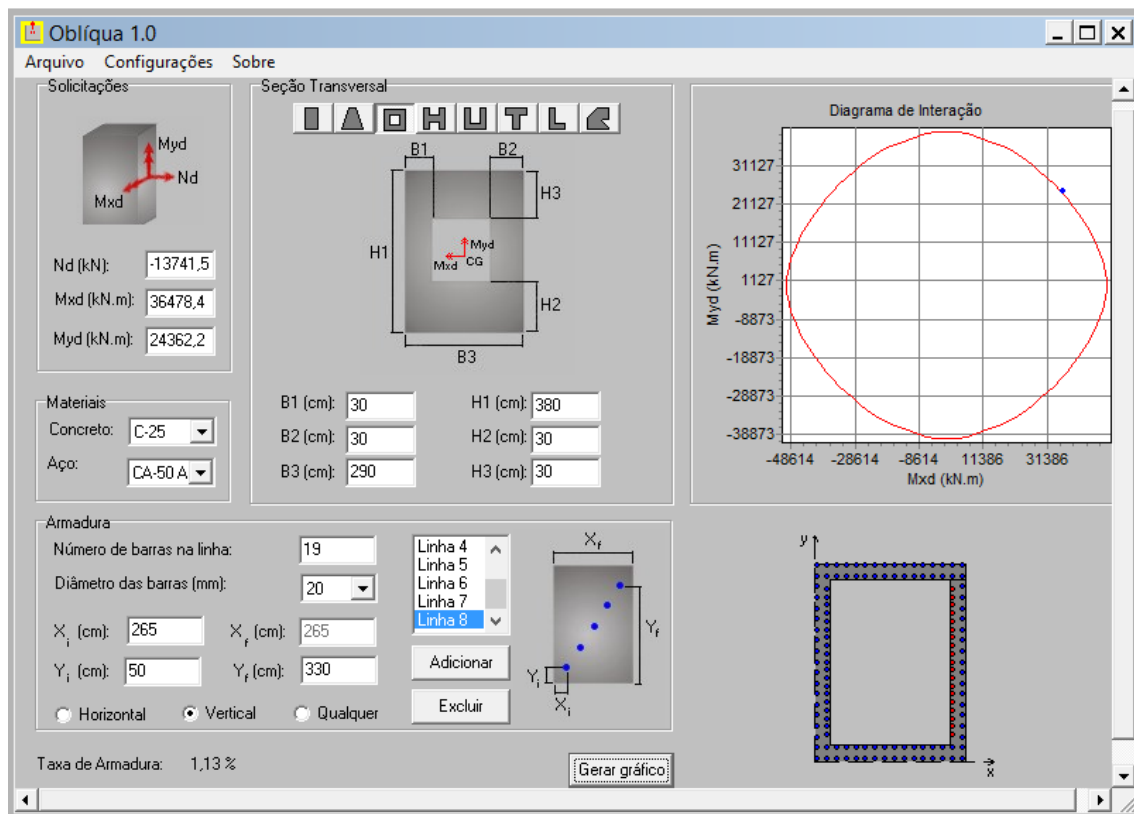


Figura 45 – Verificação da flexo-compressão mínima.

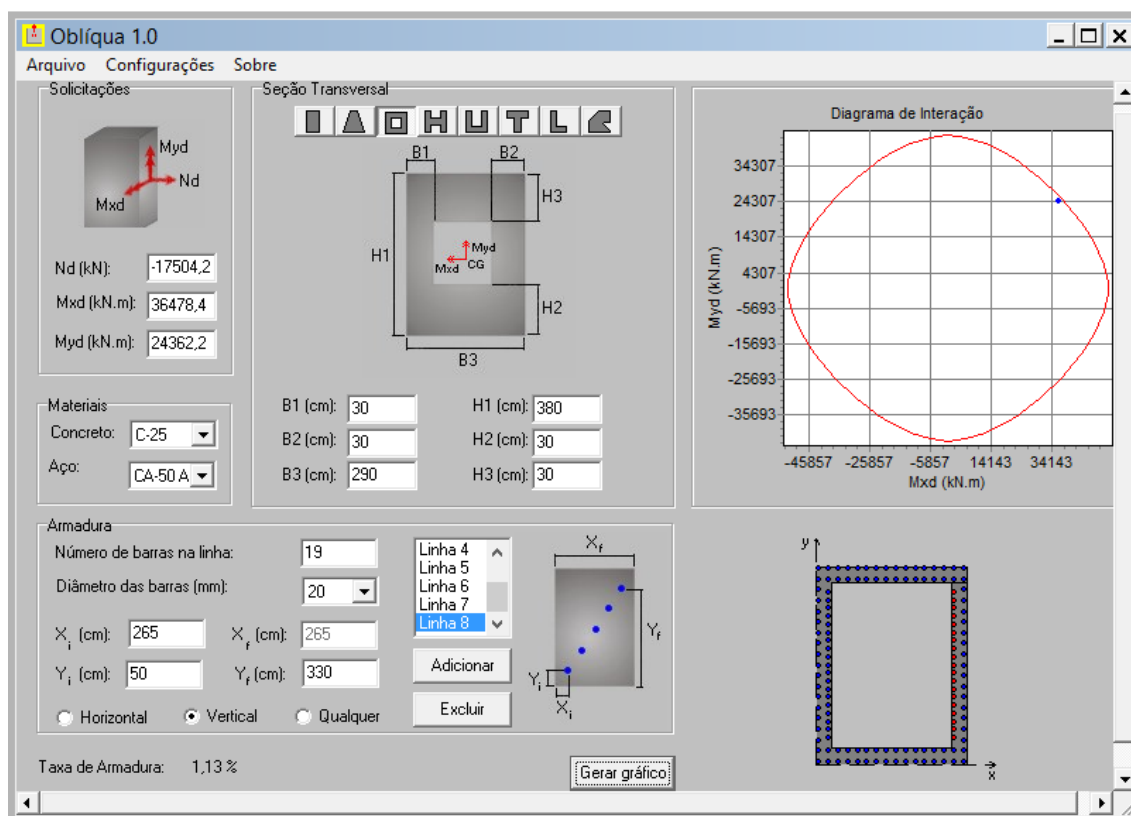


Figura 45 – Verificação da flexo-compressão máxima.

6 MEMÓRIA DE CÁLCULO – INFRA-ESTRUTURA

6.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DE PILARES – AÇÕES IMPOSTAS

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

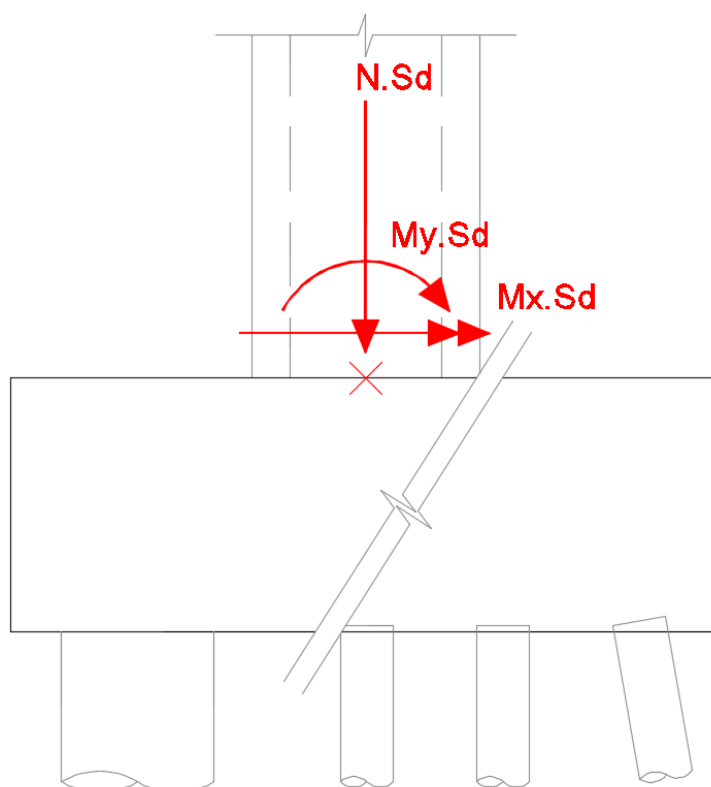


Figura 46 – Representação dos Esforços obtidos na Seção 5

A partir dos esforços obtidos, extrapolaram-se resultados para a situação de pilar alto ($H < 30\text{m}$) e, a partir daí, dimensionaram-se as fundações para os dois cenários de altura de pilares (12m e 30m), tanto para o caso de fundações indiretas por tubulões como no de estacas cravadas.

A seguinte Tabela 4 apresenta os resultados obtidos:

Tabela 4 – Quadro de Esforços no Centro do Topo do Bloco de Fundação

Esforço	H = 12m		H = 30m	
	Menor Compressão	Maior Compressão	Menor Compressão	Maior Compressão
Fx.Sd (kN)	322	395	322	395
Fy.Sd (kN)	670	670	670	670
Fz.Sd (kN)	-12.095	-15.857	-13.805	-18.166
Mx.Sd (kNm)	-11.662	-11.662	-29.155	-29.155
My.Sd (kNm)	7.227	5.442	18.068	13.605
Mz.Sd (kNm)	≈ 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

6.2.1 Caso H = 12m

i. Dados Iniciais

Tendo em consideração as dimensões adotadas para este caso (ver Figura 47), foi criado um Modelo de Elementos Finitos (MEF) de barra para estudar o comportamento dos tubulões – Figura 48.

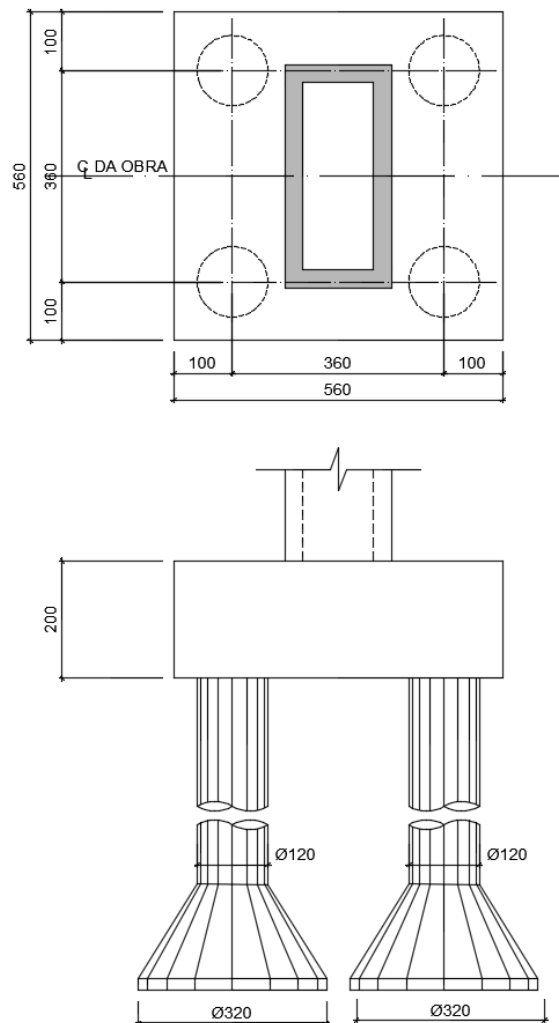
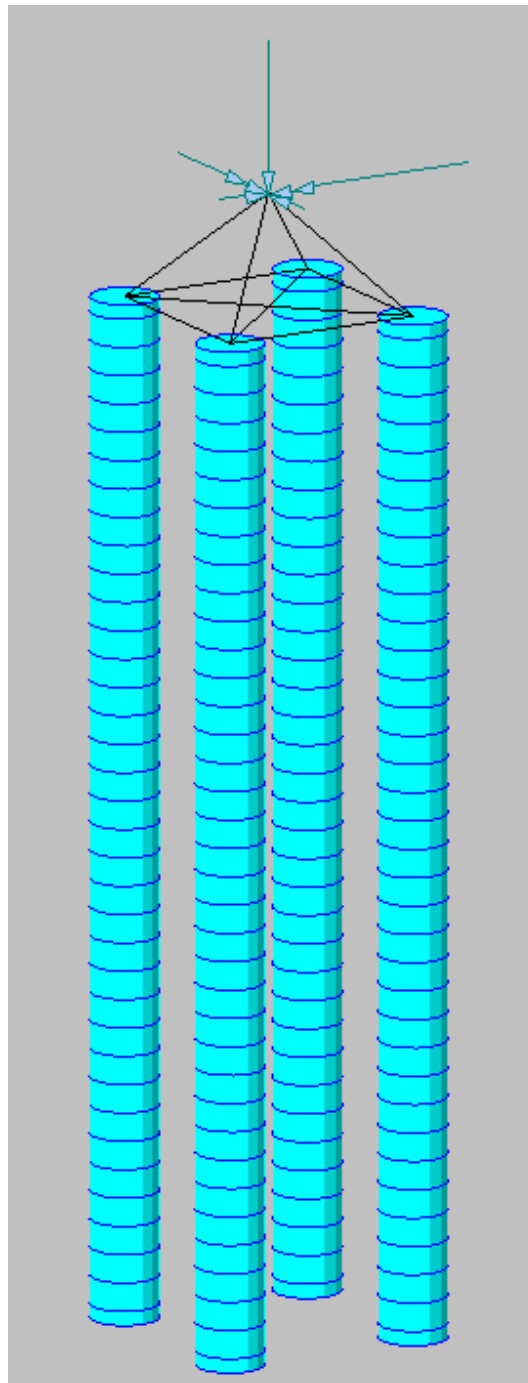


Figura 47 – Representação do Bloco e Tubulões adotados para os pilares com até 12m de altura



**Figura 48 – Perspetiva 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 ($25 \times (5,6 \times 5,6 \times 2,0) = 1.568\text{kN}$).

ii. Controle de Tensões

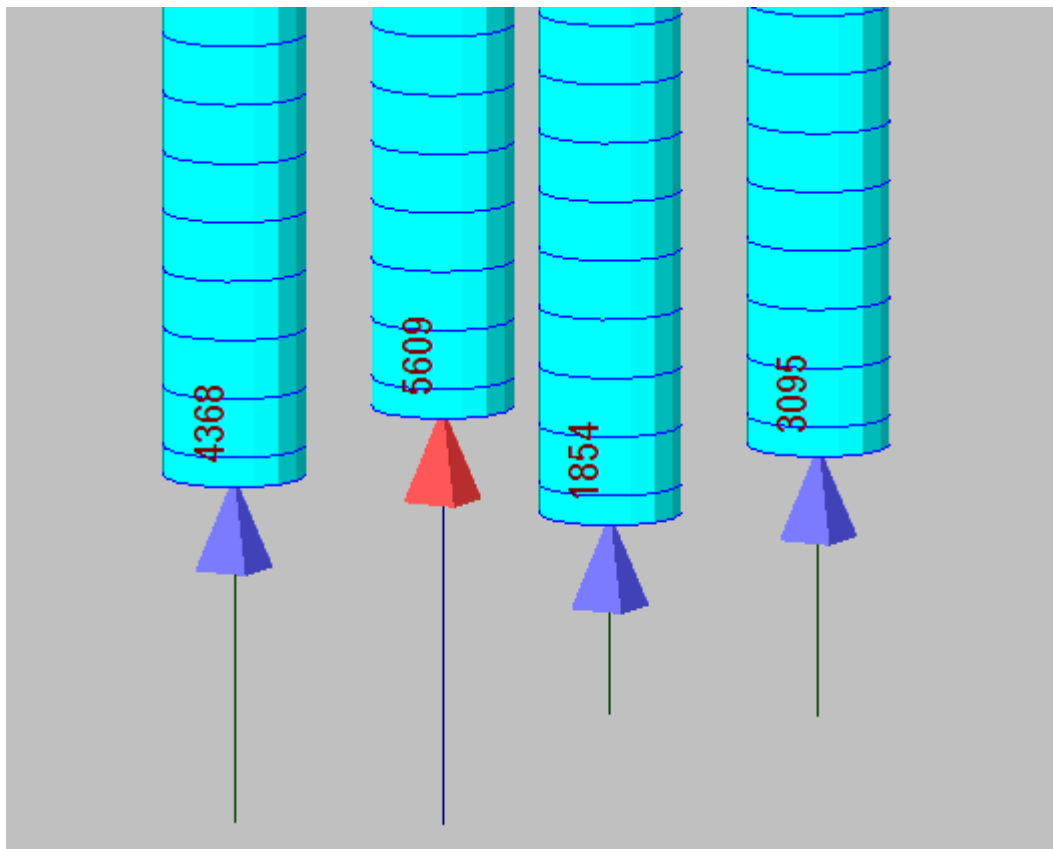


Figura 49 – G3: Reações RZ (valores em kNm: $R_{Z,max} = 5.273kN$)

Controle:

$$\sigma_{média} = 5.609 \times 100 / (\pi \times 160^2) = 7,0kgf/cm^2$$

O valor obtido situa-se dentro do intervalo de valores adotados para a tensão admissível nas diversas obras (entre 6 kgf/cm² a 8 kgf/cm²).

iii. Pré-Dimensionamento das Armaduras Longitudinais – Esforços

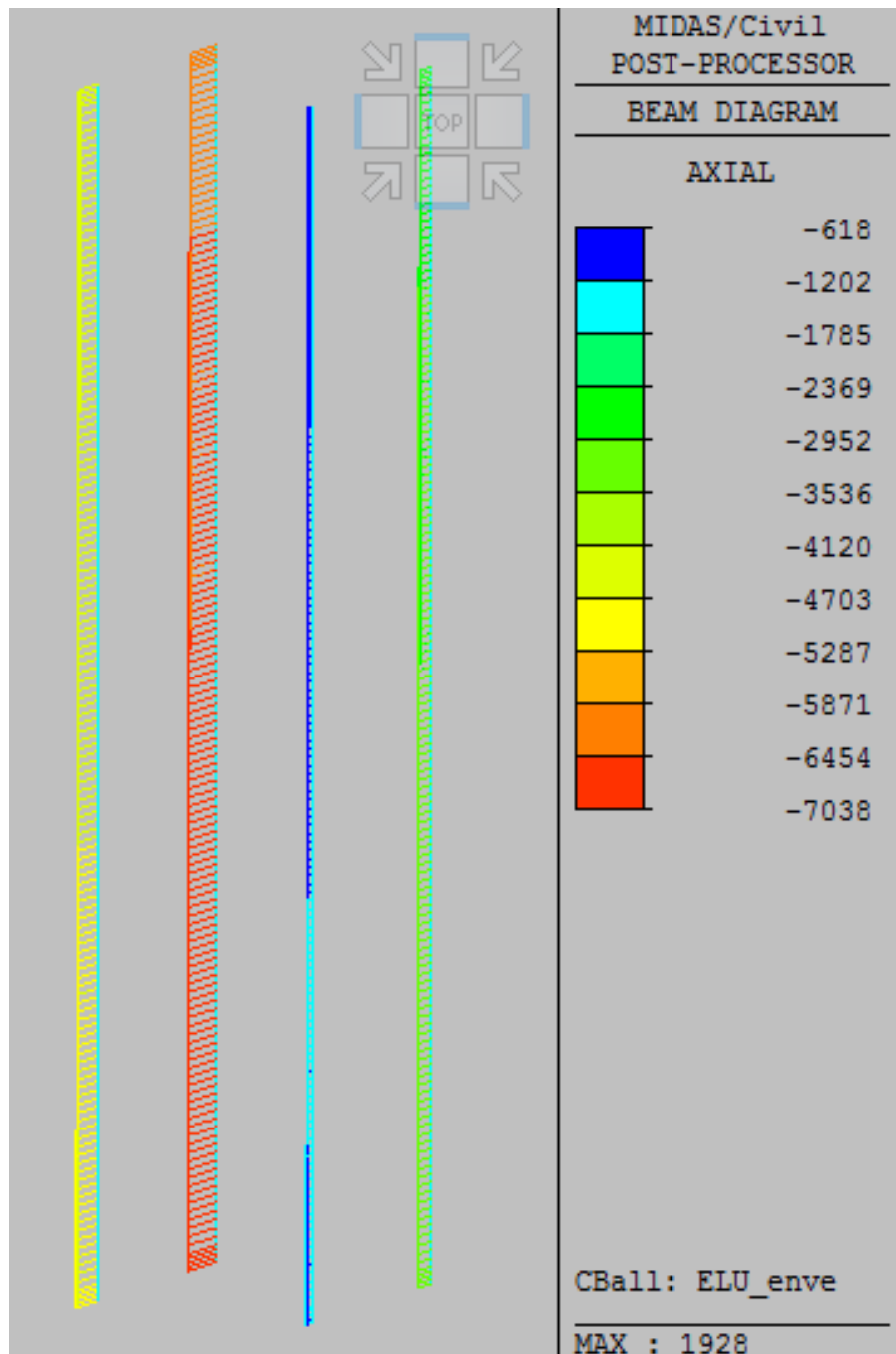


Figura 50 – ELU: Esforço Axial FX (valores em kN, ao lado da legenda colorida: valor máximo (azul) = -618kN; valor mínimo (vermelho) = -7.038kN)

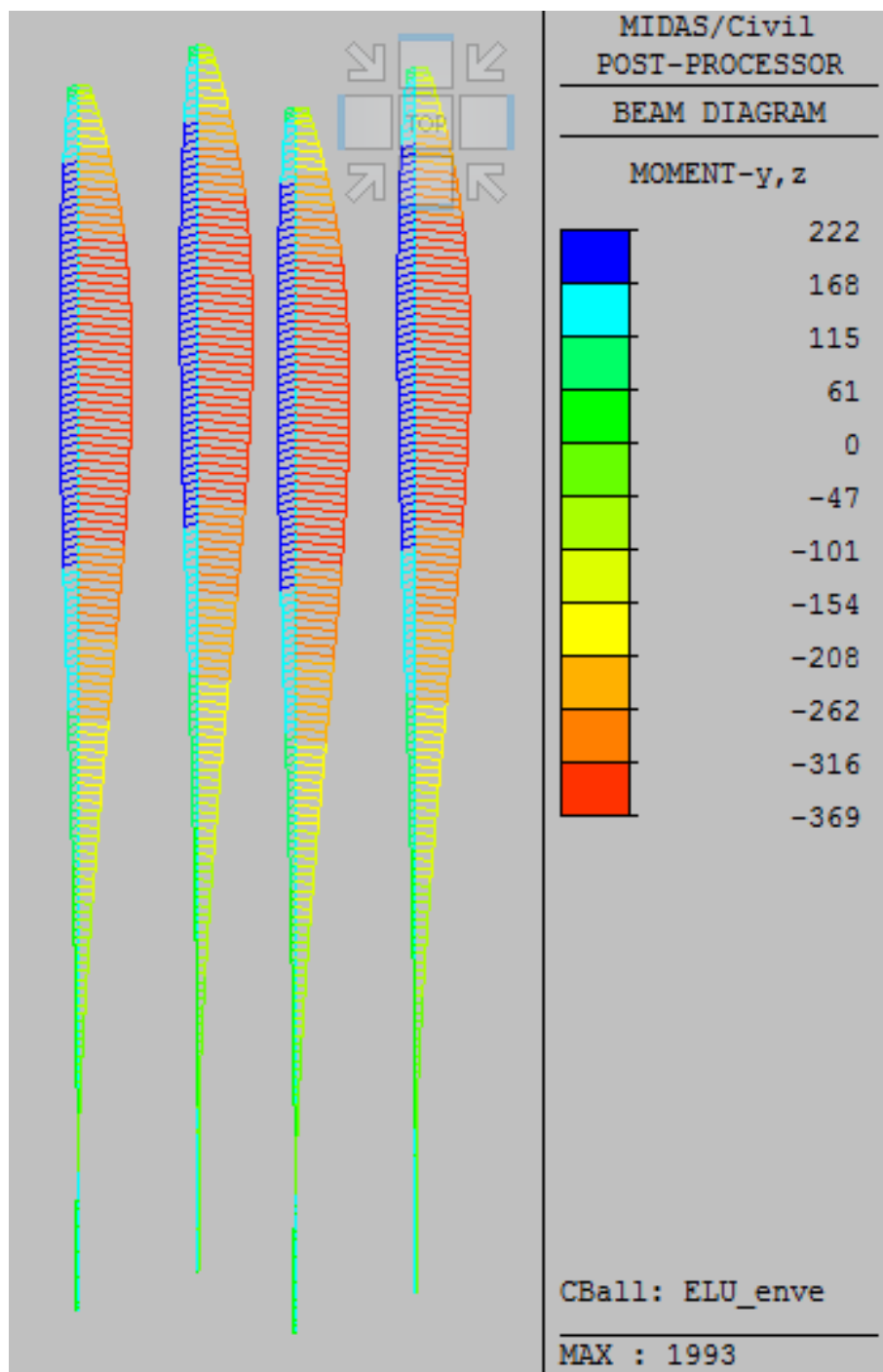
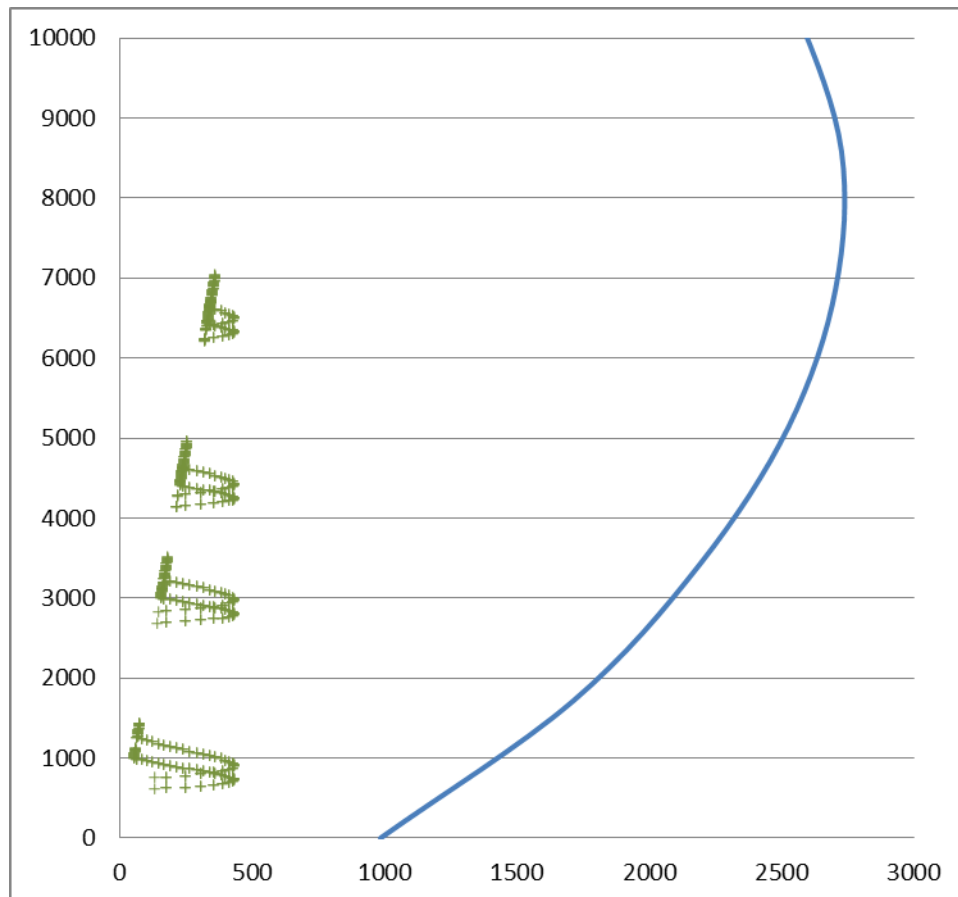


Figura 51 – ELU: Momentos Fletores MY e MZ (valores em kNm, ao lado da legenda colorida: valor máximo (azul) = +222kNm; valor mínimo (vermelho) = -369kNm)

iv. Pré-Dimensionamento das Armaduras Longitudinais – Verificações

$$A_{s.adot} = 15\varnothing 20 = 47,1\text{cm}^2 = 0,42\% A_c \approx A_{s.mín}$$



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

Figura 52 – Diagrama de Interação NRd-MRd ($A_{sl} = 47,1\text{cm}^2$) com Esforços NSd-MSd1a (momentos 1ª ordem)

6.2.2 Caso H = 30m

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.

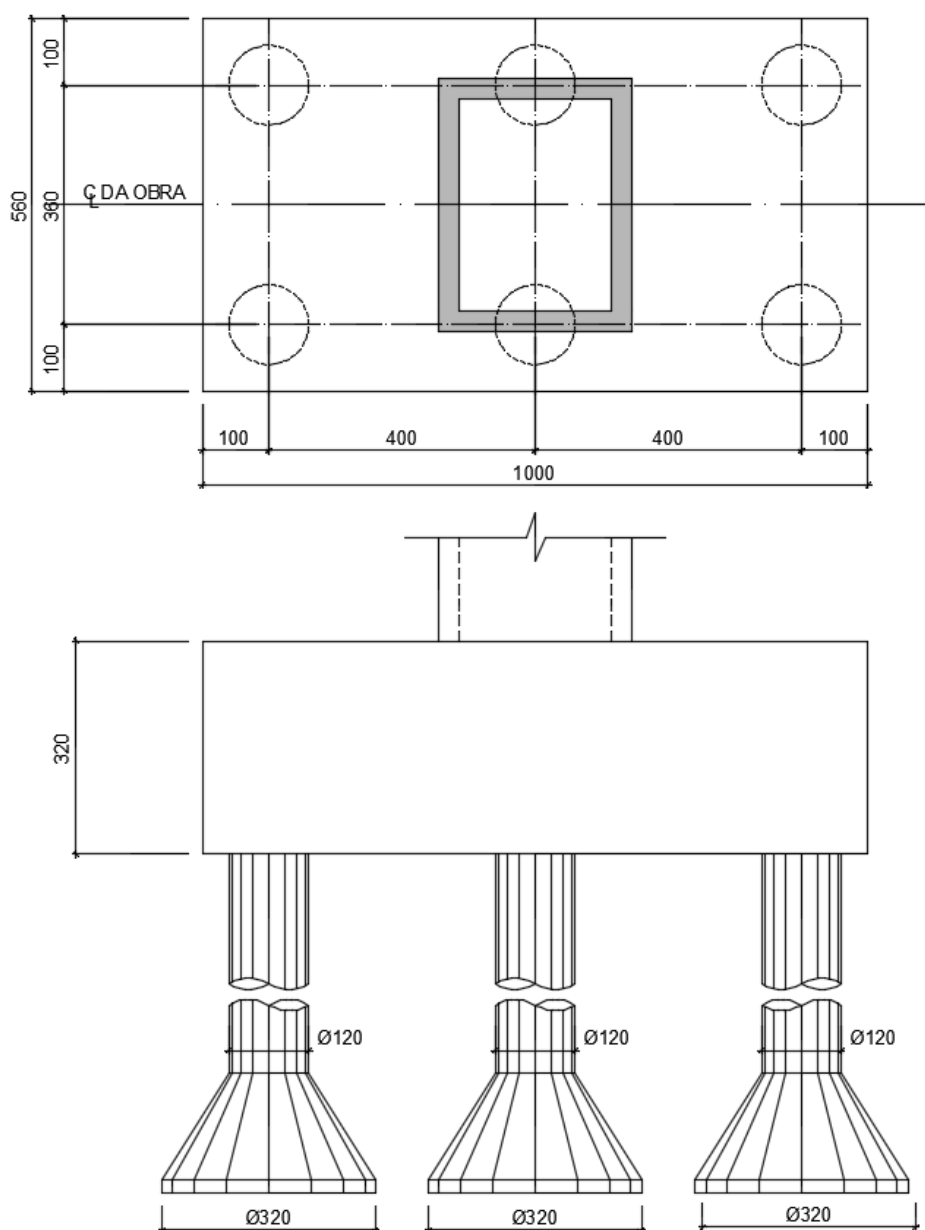
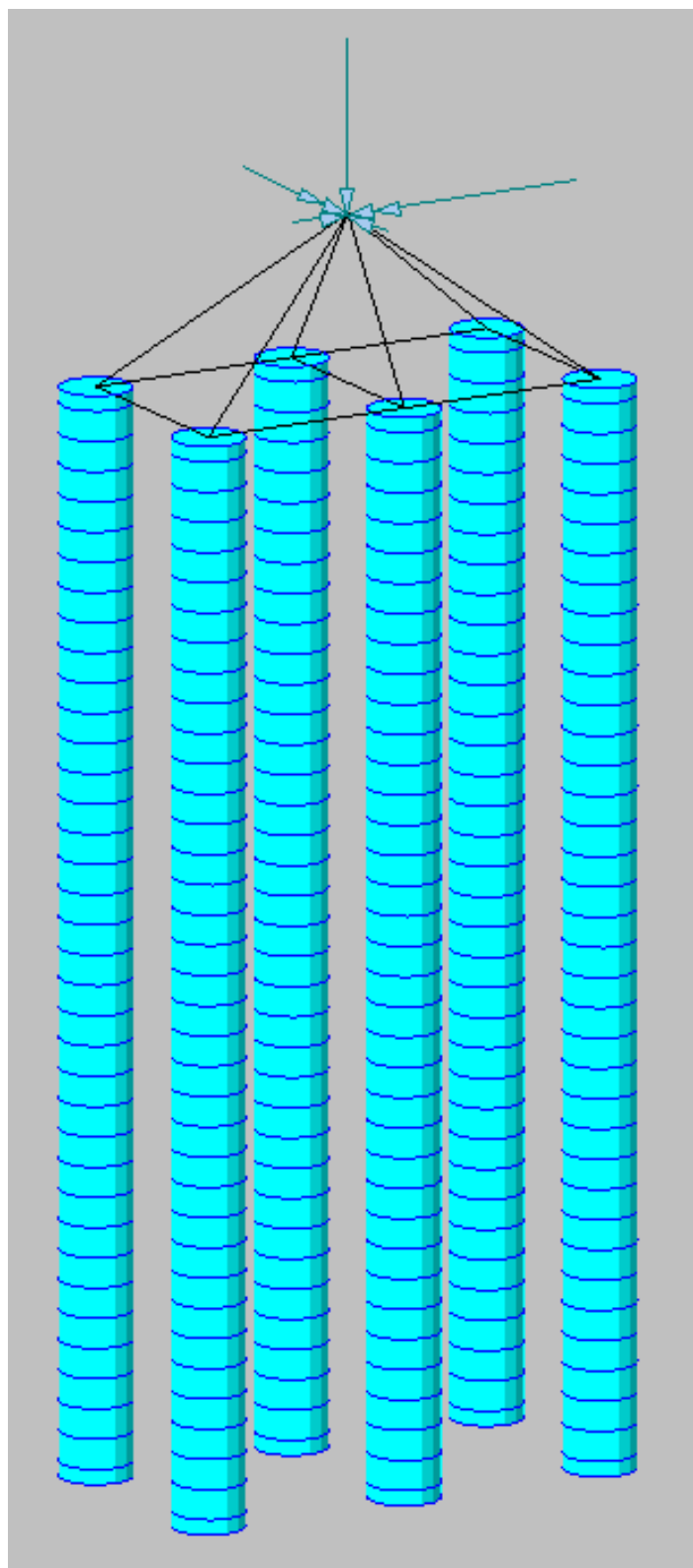


Figura 53 – Representação do Bloco e Tubulões adotados para os pilares com até 30m de altura



**Figura 54 – Perspectiva tridimensional do MEF para estudo das Fundações do
Caso H = 30m**

O MEF apresentado foi sujeito às ações descritas na Seção e ao Peso-Próprio do bloco ($25 \times (10,0 \times 5,6 \times 3,2) = 4.480\text{kN}$).

ii. Controle de Tensões

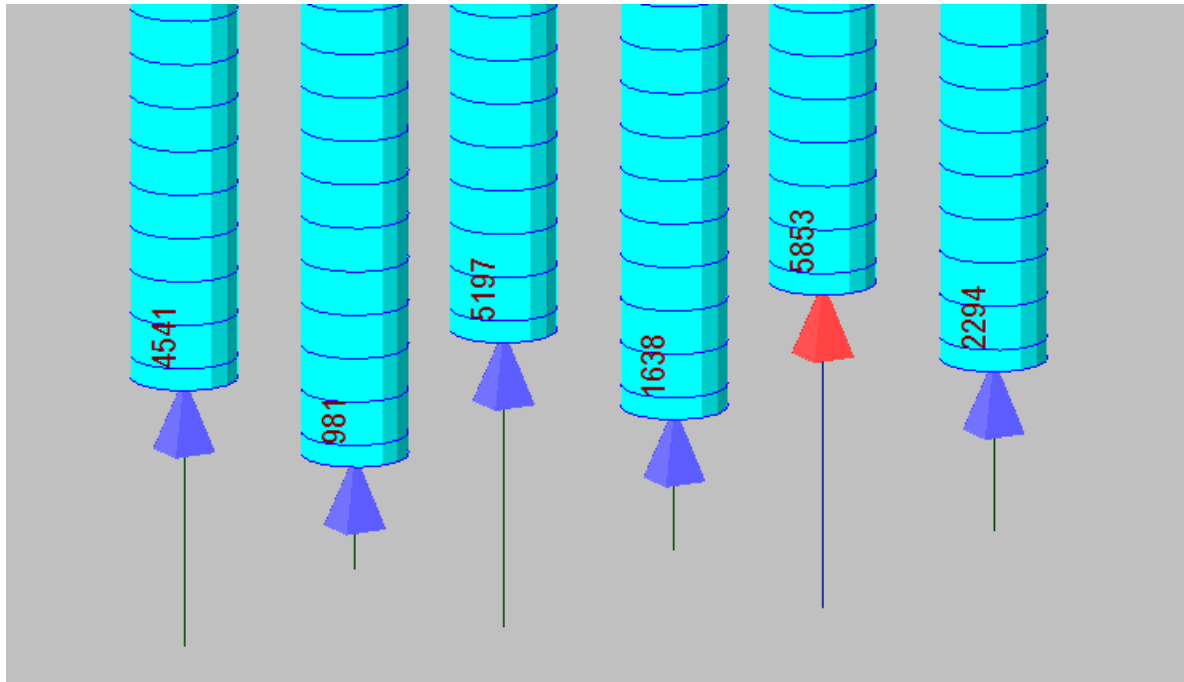


Figura 55 – G3: Reações RZ (valores em kNm: $R_{Z.máx} = 6.003\text{kN}$)

Controle:

$$\sigma_{média} = 5.853 \times 100 / (\pi \times 160^2) = 7,3\text{kgf/cm}^2$$

O valor obtido situou-se dentro do intervalo de valores adotados para a tensão admissível nas diversas obras (entre 6 kgf/cm² a 8 kgf/cm²).

iii. Pré-Dimensionamento das Armaduras Longitudinais – Esforços

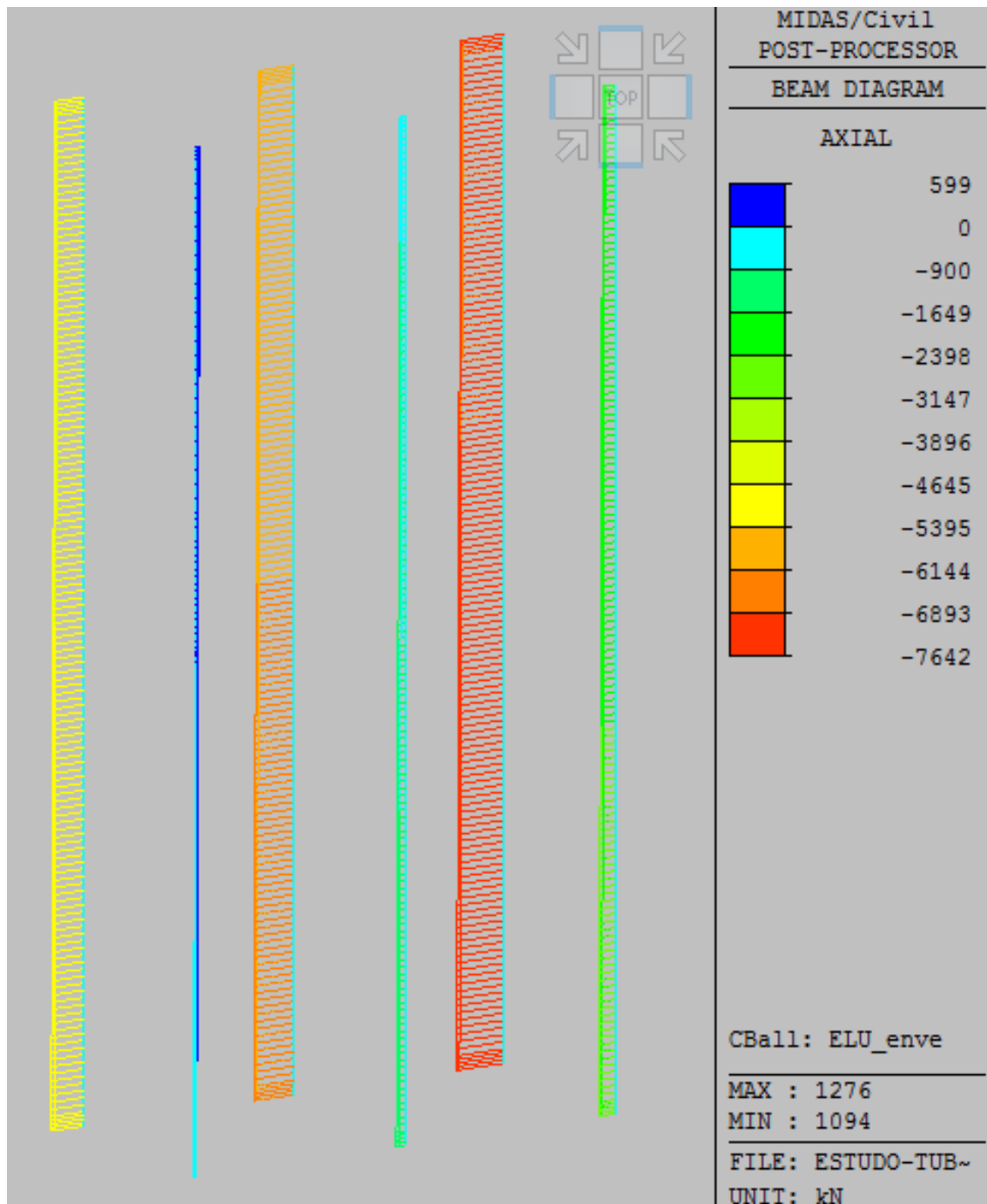


Figura 56 – ELU: Esforço Axial FX (valores em kN, ao lado da legenda colorida: valor máximo (azul) = +599kN; valor mínimo (vermelho) = -7.642kN)

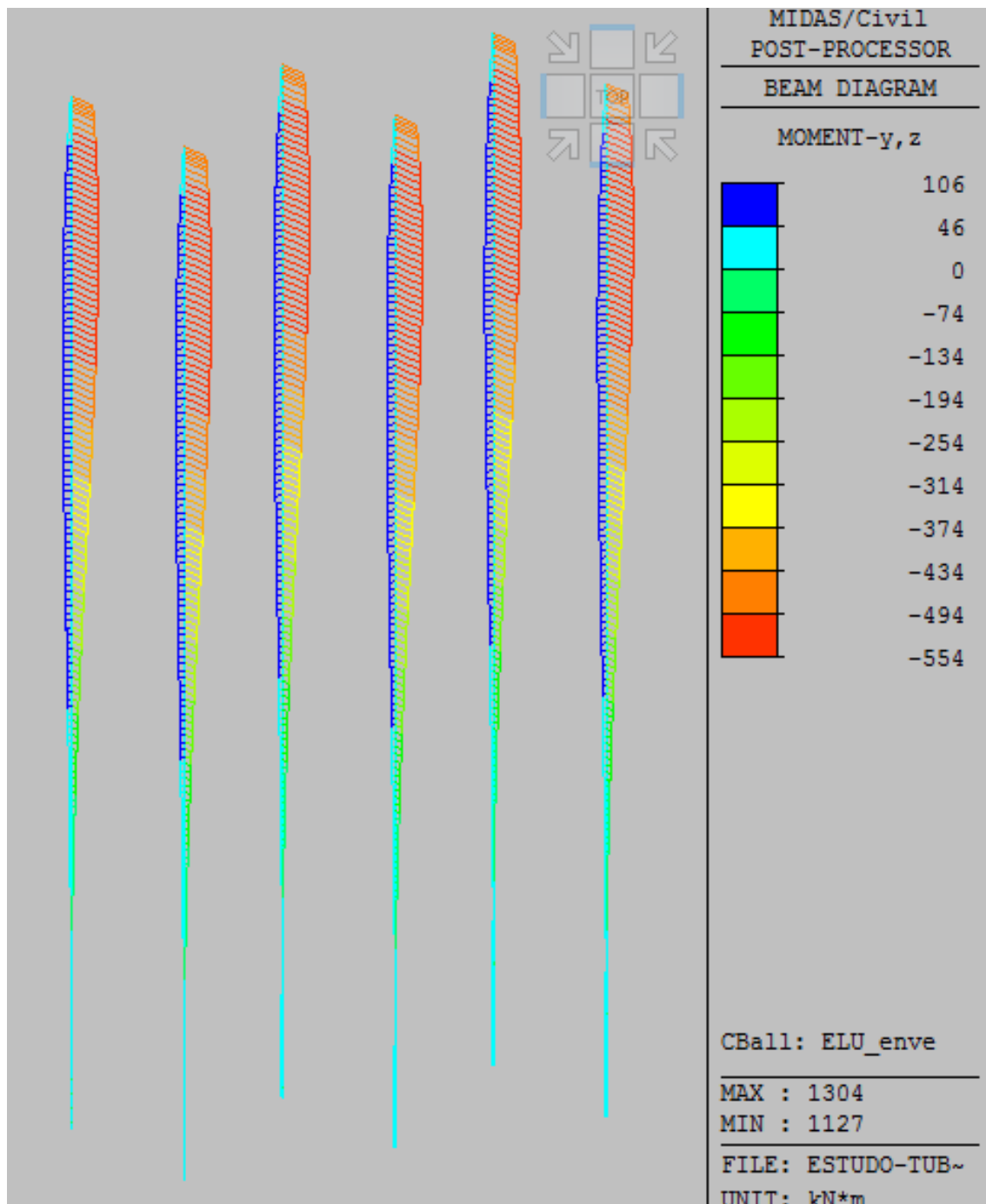
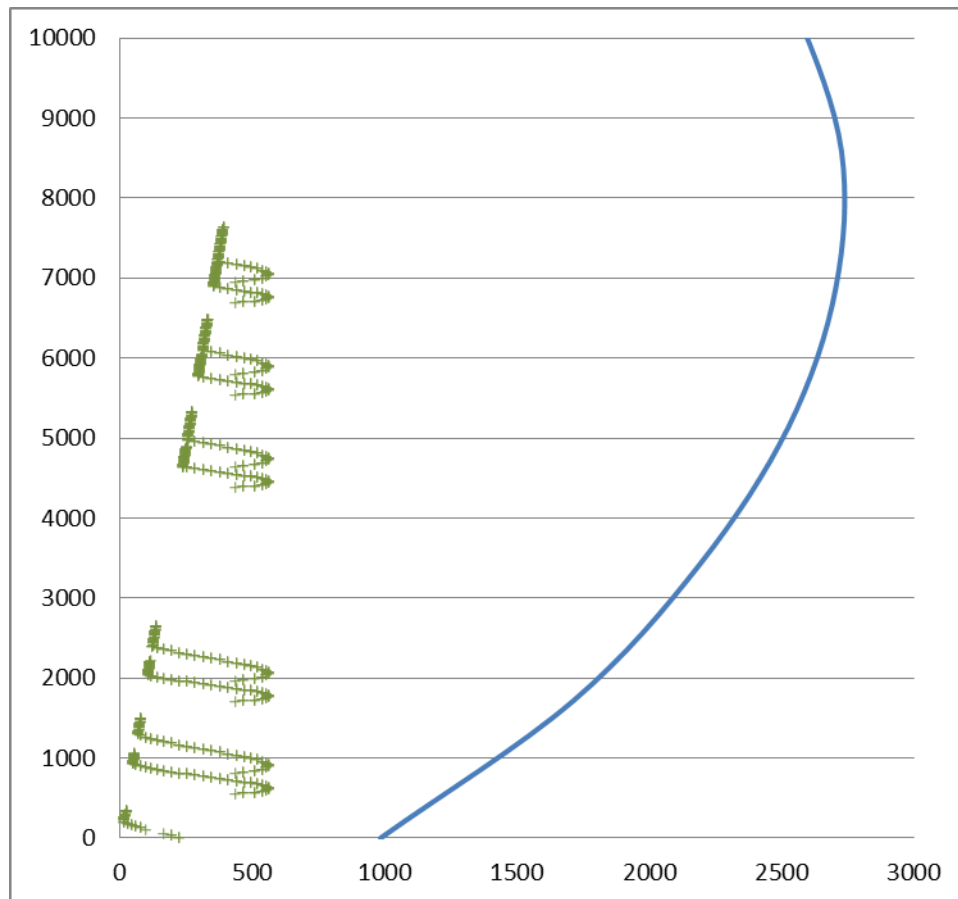


Figura 57 – ELU: Momentos Fletores MY e MZ (valores em kNm, ao lado da legenda colorida: valor máximo (azul) = +106kNm; valor mínimo (vermelho) = -554kNm)

iv. Pré-Dimensionamento das Armaduras Longitudinais – Verificações

$$A_{s.adot} = 15\varnothing 20 = 47,1\text{cm}^2 = 0,42\% A_c \approx A_{s.mín}$$



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

Figura 58 – Diagrama de Interação NRd-MRd ($A_{sl} = 47,1\text{cm}^2$) 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_x, M_y = momentos na direção x e y, respectivamente (ver capítulo 5);

x_i, y_i = coordenadas da estaca i, em relação ao centro do estaqueamento;

As cargas para o pré-dimensionamento do número de estacas foi obtido conforme apresentado no capítulo 5.

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

PILARES BAIXOS

BLOCOS COM PILARES DE 12m						
	X (m)	Y (m)	X^2 (m)	Y^2 (m)		
ESTACA 1	2.500	1.875	6.25	3.52	38.4	14.2
ESTACA 2	2.500	0.625	6.25	0.39	12.8	14.2
ESTACA 3	2.500	-0.625	6.25	0.39	-12.8	14.2
ESTACA 4	2.500	-1.875	6.25	3.52	-38.4	14.2
ESTACA 5	1.250	1.875	1.56	3.52	38.4	7.1
ESTACA 6	1.250	0.625	1.56	0.39	12.8	7.1
ESTACA 7	1.250	-0.625	1.56	0.39	-12.8	7.1
ESTACA 8	1.250	-1.875	1.56	3.52	-38.4	7.1
ESTACA 9	0.000	1.875	0.00	3.52	38.4	0.0
ESTACA 10	0.000	0.625	0.00	0.39	12.8	0.0
ESTACA 11	0.000	-0.625	0.00	0.39	-12.8	0.0
ESTACA 12	0.000	-1.875	0.00	3.52	-38.4	0.0
ESTACA 13	-1.250	1.875	1.56	3.52	38.4	-7.1
ESTACA 14	-1.250	0.625	1.56	0.39	12.8	-7.1
ESTACA 15	-1.250	-0.625	1.56	0.39	-12.8	-7.1
ESTACA 16	-1.250	-1.875	1.56	3.52	-38.4	-7.1
ESTACA 17	-2.500	1.875	6.25	3.52	38.4	-14.2
ESTACA 18	-2.500	0.625	6.25	0.39	12.8	-14.2
ESTACA 19	-2.500	-0.625	6.25	0.39	-12.8	-14.2
ESTACA 20	-2.500	-1.875	6.25	3.52	-38.4	-14.2
ESTACA 21			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 22			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 23			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 24			0.00	0.00	0.0	0.0
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

62.50	39.06
-------	-------

My (tf.m) - Long.	355.5
Mx (tf.m) - Trans.	800.6
N (tf)	1145.6
n (estacas)	20
N/n	57.3

Máximos	38.4	14.2
Mínimos	-38.4	-14.2

Nt(tf)=	109.9
Nt(tf)=	4.6

$N_{k,máx} = 109,9tf$ (Compressão)

$N_{k,mín} = 4,6tf$ (Compressão)

PILARES MÉDIOS

BLOCOS COM PILARES DE 20m						
	X (m)	Y (m)	X^2 (m)	Y^2 (m)		
ESTACA 1	3.125	2.250	9.77	5.06	44.5	16.9
ESTACA 2	3.125	0.750	9.77	0.56	14.8	16.9
ESTACA 3	3.125	-0.750	9.77	0.56	-14.8	16.9
ESTACA 4	3.125	-2.250	9.77	5.06	-44.5	16.9
ESTACA 5	1.875	2.250	3.52	5.06	44.5	10.2
ESTACA 6	1.875	0.750	3.52	0.56	14.8	10.2
ESTACA 7	1.875	-0.750	3.52	0.56	-14.8	10.2
ESTACA 8	1.875	-2.250	3.52	5.06	-44.5	10.2
ESTACA 9	0.625	2.250	0.39	5.06	44.5	3.4
ESTACA 10	0.625	0.750	0.39	0.56	14.8	3.4
ESTACA 11	0.625	-0.750	0.39	0.56	-14.8	3.4
ESTACA 12	0.625	-2.250	0.39	5.06	-44.5	3.4
ESTACA 13	-0.625	2.250	0.39	5.06	44.5	-3.4
ESTACA 14	-0.625	0.750	0.39	0.56	14.8	-3.4
ESTACA 15	-0.625	-0.750	0.39	0.56	-14.8	-3.4
ESTACA 16	-0.625	-2.250	0.39	5.06	-44.5	-3.4
ESTACA 17	-1.875	2.250	3.52	5.06	44.5	-10.2
ESTACA 18	-1.875	0.750	3.52	0.56	14.8	-10.2
ESTACA 19	-1.875	-0.750	3.52	0.56	-14.8	-10.2
ESTACA 20	-1.875	-2.250	3.52	5.06	-44.5	-10.2
ESTACA 21	-3.125	2.250	9.77	5.06	44.5	-16.9
ESTACA 22	-3.125	0.750	9.77	0.56	14.8	-16.9
ESTACA 23	-3.125	-0.750	9.77	0.56	-14.8	-16.9
ESTACA 24	-3.125	-2.250	9.77	5.06	-44.5	-16.9
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

109.38	67.50
---------------	--------------

My (tf.m) - Long.	592.5
Mx (tf.m) - Trans.	1334.3
N (tf)	1285.7
n (estacas)	24
N/n	53.6

Máximos	44.5	16.9
Mínimos	-44.5	-16.9

Nt(tf)=	115.0
Nt(tf)=	-7.8

$N_{k,m\acute{a}x} = 115,0tf$ (Compressão)

$N_{k,m\acute{i}n} = -7,8tf$ (tração <10% → ok!)

PILARES ALTOS

BLOCOS COM PILARES DE 28m						
	X (m)	Y (m)	X^2 (m)	Y^2 (m)		
ESTACA 1	3.750	2.250	14.06	5.06	43.7	17.8
ESTACA 2	3.750	0.750	14.06	0.56	14.6	17.8
ESTACA 3	3.750	-1.750	14.06	3.06	-34.0	17.8
ESTACA 4	3.750	-2.250	14.06	5.06	-43.7	17.8
ESTACA 5	2.500	2.250	6.25	5.06	43.7	11.9
ESTACA 6	2.500	0.750	6.25	0.56	14.6	11.9
ESTACA 7	2.500	-1.750	6.25	3.06	-34.0	11.9
ESTACA 8	2.500	-2.250	6.25	5.06	-43.7	11.9
ESTACA 9	1.250	2.250	1.56	5.06	43.7	5.9
ESTACA 10	1.250	0.750	1.56	0.56	14.6	5.9
ESTACA 11	1.250	-1.750	1.56	3.06	-34.0	5.9
ESTACA 12	1.250	-2.250	1.56	5.06	-43.7	5.9
ESTACA 13	0.000	2.250	0.00	5.06	43.7	0.0
ESTACA 14	0.000	0.750	0.00	0.56	14.6	0.0
ESTACA 15	0.000	-1.750	0.00	3.06	-34.0	0.0
ESTACA 16	0.000	-2.250	0.00	5.06	-43.7	0.0
ESTACA 17	-1.250	2.250	1.56	5.06	43.7	-5.9
ESTACA 18	-1.250	0.750	1.56	0.56	14.6	-5.9
ESTACA 19	-1.250	-1.750	1.56	3.06	-34.0	-5.9
ESTACA 20	-1.250	-2.250	1.56	5.06	-43.7	-5.9
ESTACA 21	-2.500	2.250	6.25	5.06	43.7	-11.9
ESTACA 22	-2.500	0.750	6.25	0.56	14.6	-11.9
ESTACA 23	-2.500	-1.750	6.25	3.06	-34.0	-11.9
ESTACA 24	-2.500	-2.250	6.25	5.06	-43.7	-11.9
ESTACA 25	-3.750	2.250	14.06	5.06	43.7	-17.8
ESTACA 26	-3.750	0.750	14.06	0.56	14.6	-17.8
ESTACA 27	-3.750	-1.750	14.06	3.06	-34.0	-17.8
ESTACA 28	-3.750	-2.250	14.06	5.06	-43.7	-17.8
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

175.00	96.25
---------------	--------------

My (tf.m) - Long.	829.5
Mx (tf.m) - Trans.	1868.1
N (tf)	1432.9
n (estacas)	28
N/n	51.2

Máximos	43.7	17.8
Mínimos	-43.7	-17.8

Nt(tf)=	112.6
Nt(tf)=	-10.3

$N_{k,máx} = 112,6tf$ (Compressão)

$N_{k,mín} = -10,3tf$ (tração <10% → ok!)

ENCONTROS

ENCONTROS						
	X (m)	Y (m)	X^2 (m)	Y^2 (m)		
ESTACA 1	2.315	2.100	5.36	4.41	0.6	27.3
ESTACA 2	2.315	1.050	5.36	1.10	0.3	27.3
ESTACA 3	2.315	0.000	5.36	0.00	0.0	27.3
ESTACA 4	2.315	-1.050	5.36	1.10	-0.3	27.3
ESTACA 5	2.315	-2.100	5.36	4.41	-0.6	27.3
ESTACA 6	0.000	2.100	0.00	4.41	0.6	0.0
ESTACA 7	0.000	1.050	0.00	1.10	0.3	0.0
ESTACA 8	0.000	0.000	0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 9	0.000	-1.050	0.00	1.10	-0.3	0.0
ESTACA 10	0.000	-2.100	0.00	4.41	-0.6	0.0
ESTACA 11	-2.315	2.100	5.36	4.41	0.6	-27.3
ESTACA 12	-2.315	1.050	5.36	1.10	0.3	-27.3
ESTACA 13	-2.315	0.000	5.36	0.00	0.0	-27.3
ESTACA 14	-2.315	-1.050	5.36	1.10	-0.3	-27.3
ESTACA 15	-2.315	-2.100	5.36	4.41	-0.6	-27.3
ESTACA 16			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 17			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 18			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 19			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 20			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 21			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 22			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 23			0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 24			0.00	0.00	0.0	0.0
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

53.59	33.08
-------	-------

My (tf.m) - Long.	631.1
Mx (tf.m) - Trans.	9.3
N (tf)	660.2
n (estacas)	15
N/n	44.0

Máximos	0.6	27.3
Mínimos	-0.6	-27.3

Nt(tf)=	71.9
Nt(tf)=	16.2

$N_{k,máx} = 71,9tf$ (Compressão)

$N_{k,mín} = 16,2tf$ (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/m³
- de 10,1m até 20,0m de profundidade → 1000tf/m³
- de 20,1m até 30,0m de profundidade → 1500tf/m³

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:

$N_{k,máx} = 719,0\text{kN}$ (Compressão) → $N_{d,máx} = 1006,6\text{kN}$

$N_{k,mín} = 162,0\text{kN}$ (Compressão) → $N_{d,mín} = 226,8\text{kN}$

$F_{y,máx} = 560,5\text{kN}$

$n = 15$ → $V_{d,y} = 37,4\text{kN}$

$F_{x,máx} = 137,0\text{kN} + 862,5\text{kN}$ (empuxo de solo) = 999,5kN

$n = 15$ → $V_{d,x} = 66,6\text{kN}$

$$\rightarrow V_d = 37,4^2 + 66,6^2 = 76,4\text{kN}$$

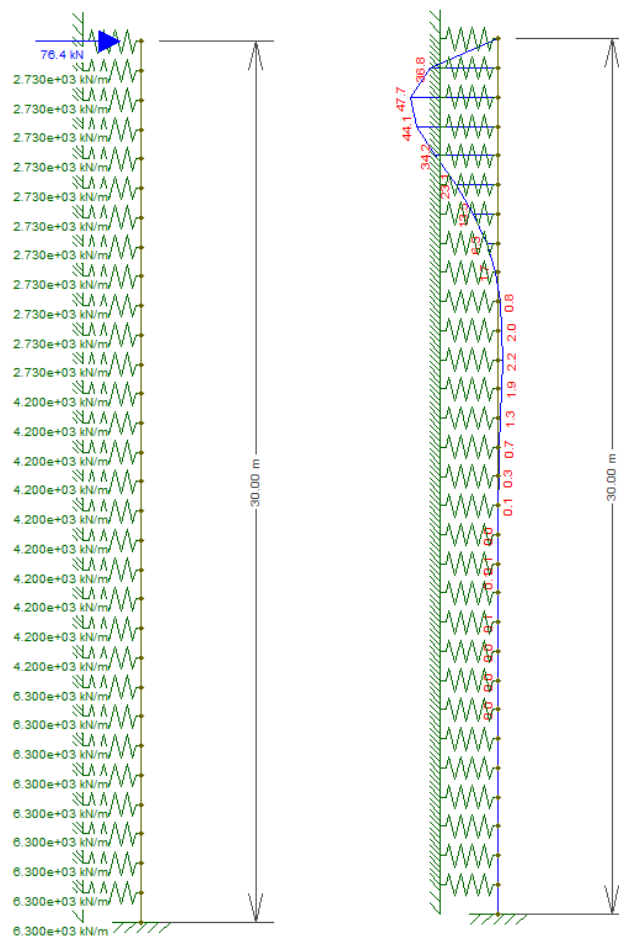


Figura 59 – Modelo da estaca com as molas e carga horizontal aplicada (em kN), e o diagrama de momentos de cálculo (em kN.m).

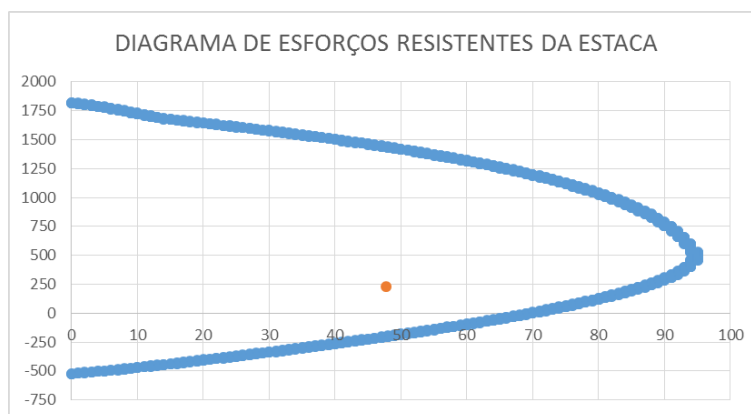


Figura 60 – Diagrama de esforços resistentes da estaca com o par de esforços de cálculo (Nd,mín = 226,8kN e Md = 47,7kN).

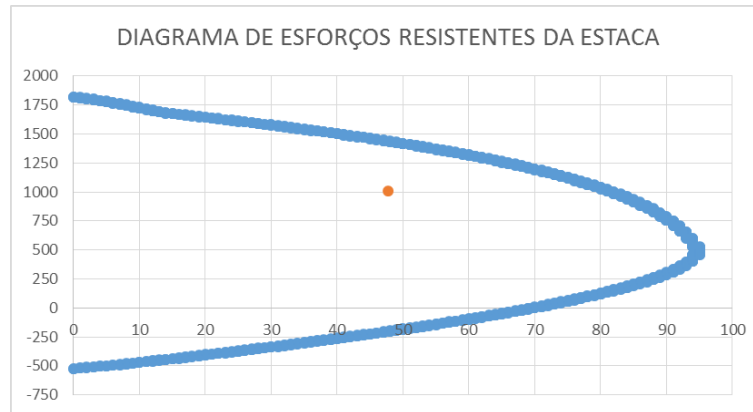


Figura 61 – Diagrama de esforços resistentes da estaca com o par de esforços de cálculo ($N_{d,máx} = 1006,6\text{kN}$ e $M_d = 47,7\text{kN}$).

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

Apoios intermediários:

$N_{k,máx} = 1150,0\text{kN}$ (Compressão) $\rightarrow N_{d,máx} = 1610,0\text{kN}$

$N_{k,mín} = -103,0\text{kN}$ (Tração) $\rightarrow N_{d,mín} = -144,2\text{kN}$

$F_{y,máx} = 670,1\text{kN}$

$n = 20 \rightarrow V_{d,y} = 33,5\text{kN}$

$F_{x,máx} = 414,3\text{kN}$

$n = 20 \rightarrow V_{d,x} = 20,7\text{kN}$

$$\rightarrow V_d = 33,5^2 + 20,7^2 = 39,4\text{kN}$$

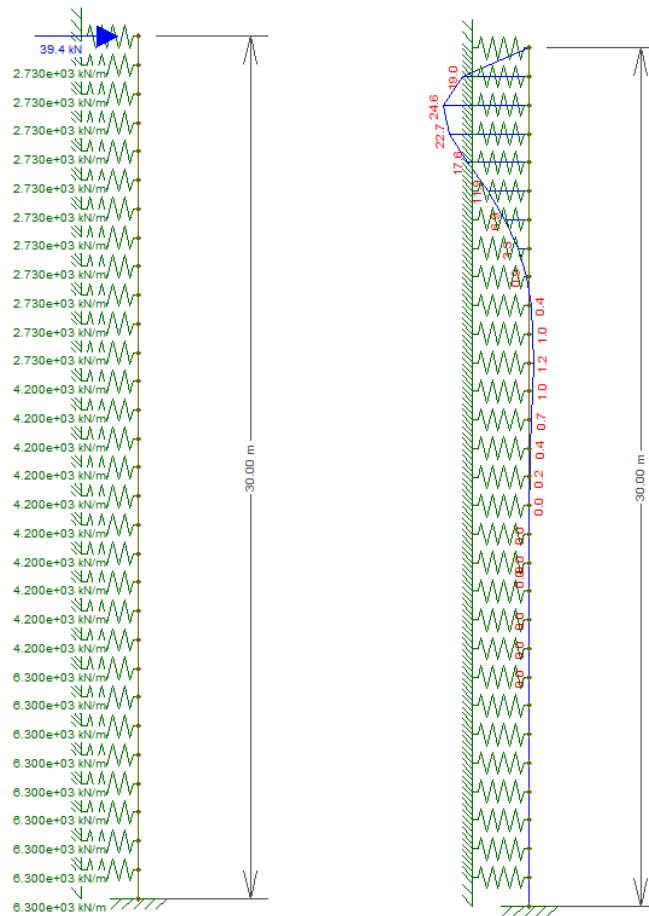


Figura 62 – Modelo da estaca com as molas e carga horizontal aplicada (em kN), e o diagrama de momentos de cálculo (em kN.m).

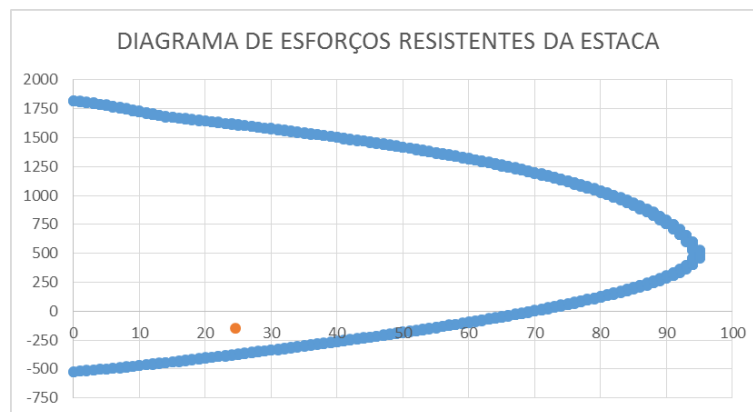


Figura 63 – Diagrama de esforços resistentes da estaca com o par de esforços de cálculo ($N_{d,min} = -144,2 \text{ kN}$ e $M_d = 24,6 \text{ kN.m}$).

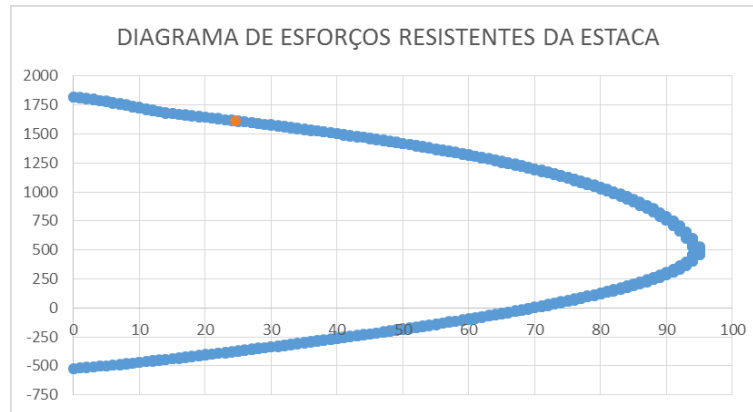


Figura 64 – Diagrama de esforços resistentes da estaca com o par de esforços de cálculo ($N_{d,máx} = 1610,0\text{kN}$ e $M_d = 24,6\text{kN}$).

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.