




EF-170 TRECHO SINOP/MT - ITAITUBA/PA

RELATÓRIO IV

ESTUDOS DEFINITIVOS DE ENGENHARIA



**VOLUME 4 | MEMORIAL DE CÁLCULO
DE ESTRUTURAS
PARTE 3**

JUNHO DE 2019

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	3
2	CRITÉRIOS DE PROJETO.....	4
3	DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL.....	6
4	MEMÓRIA DE CÁLCULO – SUPER-ESTRUTURA	11
5	MEMÓRIA DE CÁLCULO – MESO-ESTRUTURA	12
5.1	CÁLCULO DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS ATUANTES.....	12
5.1.1	Frenação/Aceleração (NBR 7187)	12
5.1.2	Vento (NBR 6123 / NBR 7187).....	12
5.1.3	Variação Sazonal de Temperatura (NBR 6118)	13
5.1.4	Efeitos Diferidos no Concreto Armado e Protendido (NBR 6118).....	13
5.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS APARELHOS DE APOIO	14
5.3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	16
5.4	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES – VERIFICAÇÕES SIMPLIFICADAS	19
6	MEMÓRIA DE CÁLCULO – INFRA-ESTRUTURA.....	22
6.1	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS TUBULÕES – ESFORÇOS E TENSÕES SOLICITANTES.....	22
6.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS COM ESTACAS – ESFORÇOS SOLICITANTES.....	Erro! Indicador não definido.
6.3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS – ESFORÇOS SOLICITANTES	Erro! Indicador não definido.
	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA	35

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 Rodoviária 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 rodoviária – caracterizam-se pela composição de tabuleiros isostáticos, cada um com cinco vigas pré-moldadas de concreto armado e protendido (pós-tensão) e transversinas, tabuleiro e muretas concretadas “*in loco*”. Os tabuleiros possuem vão entre aparelhos de apoio igual a 39,2m, valor que foi utilizado em todos os cálculos subsequentes.

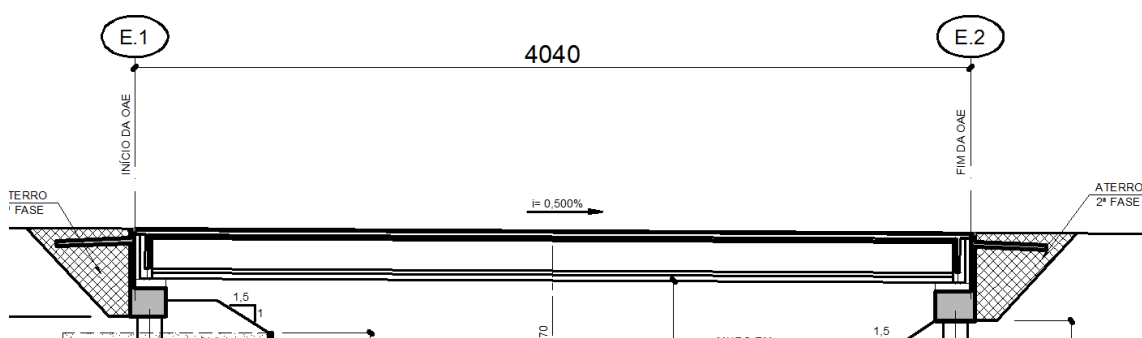


Figura 1 – Elevação típica de um tabuleiro isostático

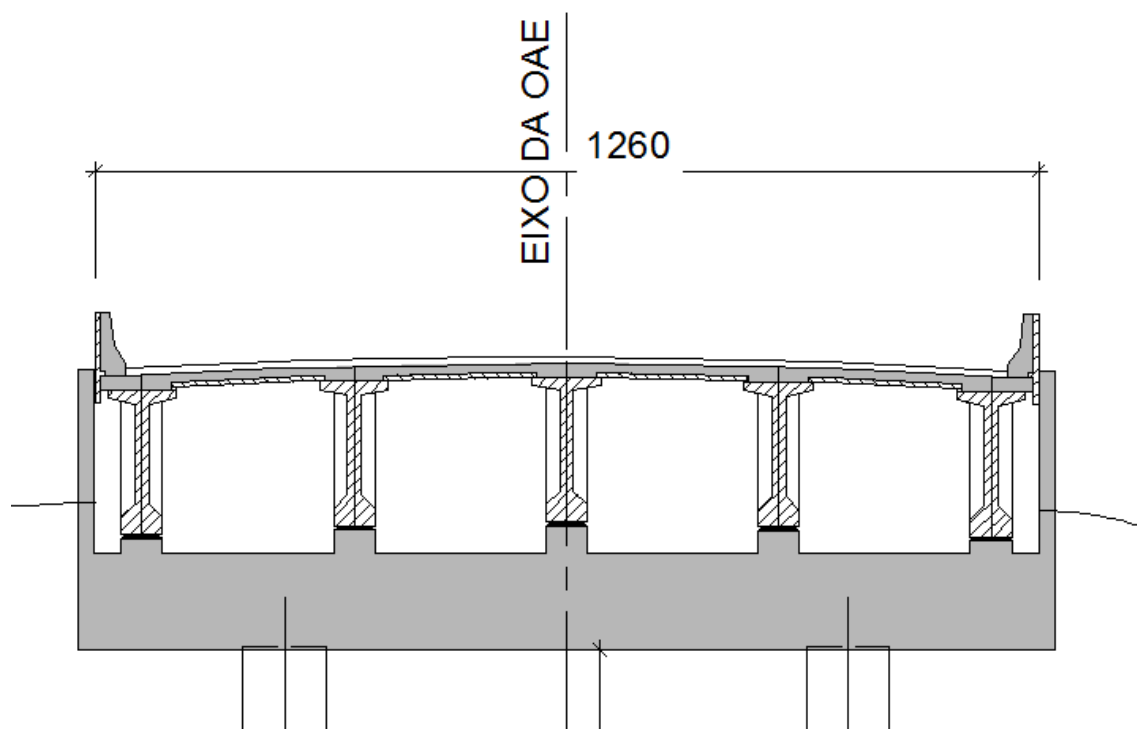


Figura 2 – Seção Transversal junto ao Apoio

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.

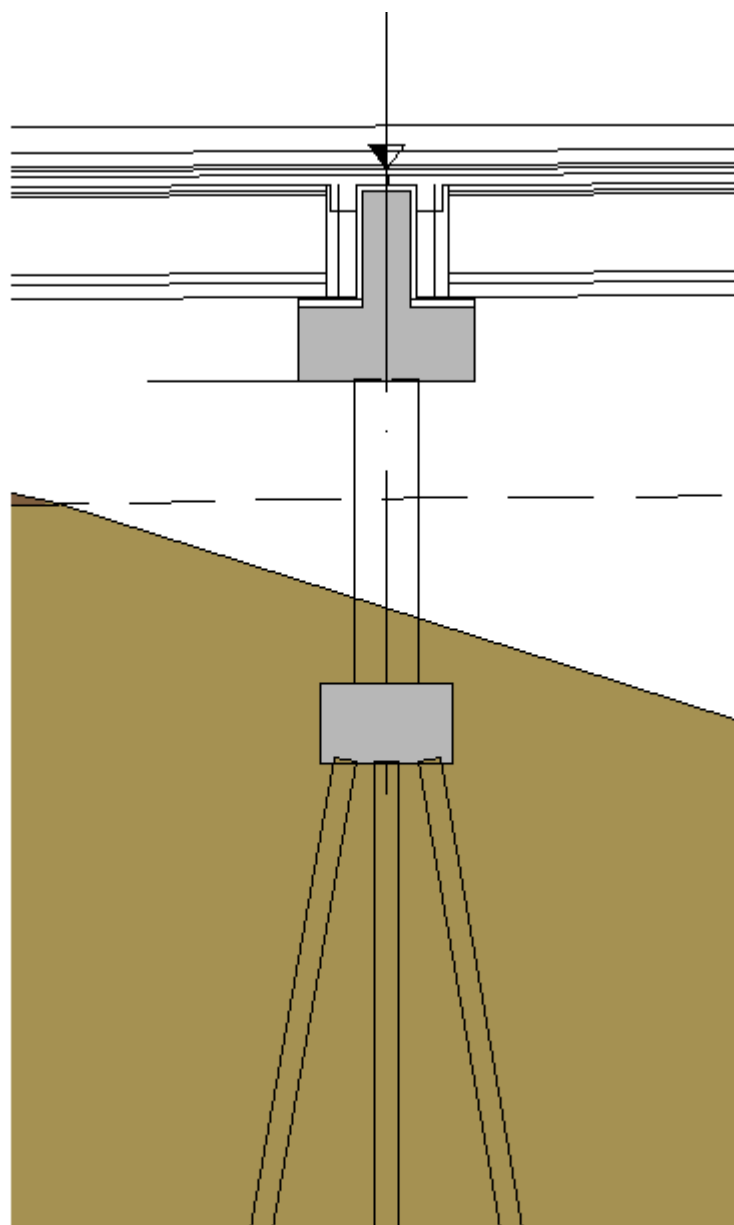


Figura 3 – Elevação típica de um pilar com fundação por tubulões

Os encontros e os blocos dos pilares possuem sempre fundações profundas: estacas pré-moldadas Ø42cm ou tubulões de concreto armado (diâmetros exteriores adotados Ø140cm e Ø120cm). A solução adotada para cada obra dependeu sempre das condições geológicas locais.

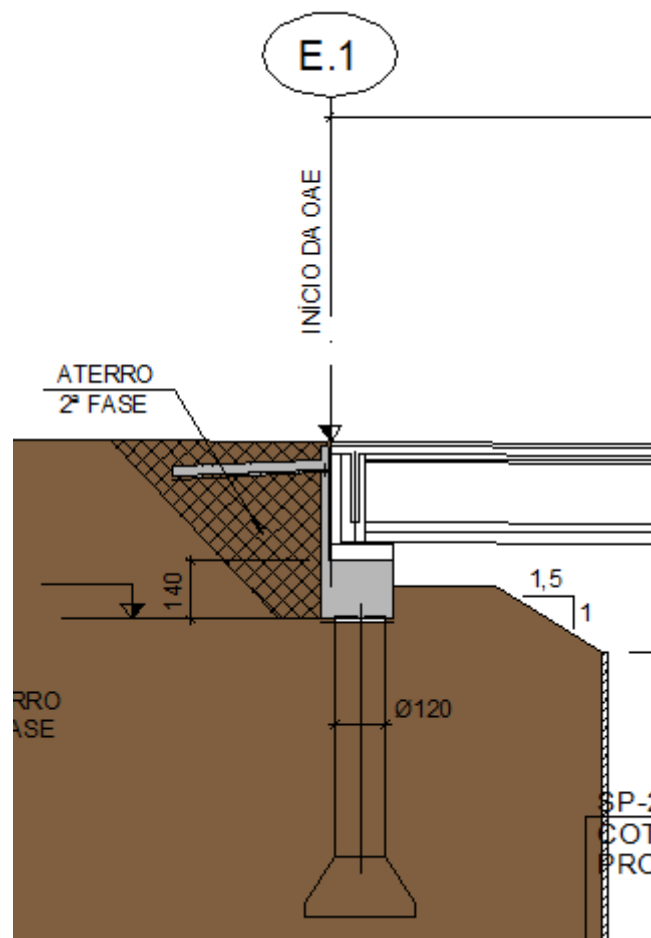


Figura 4 – Elevação típica de um encontro com fundação por tubulões

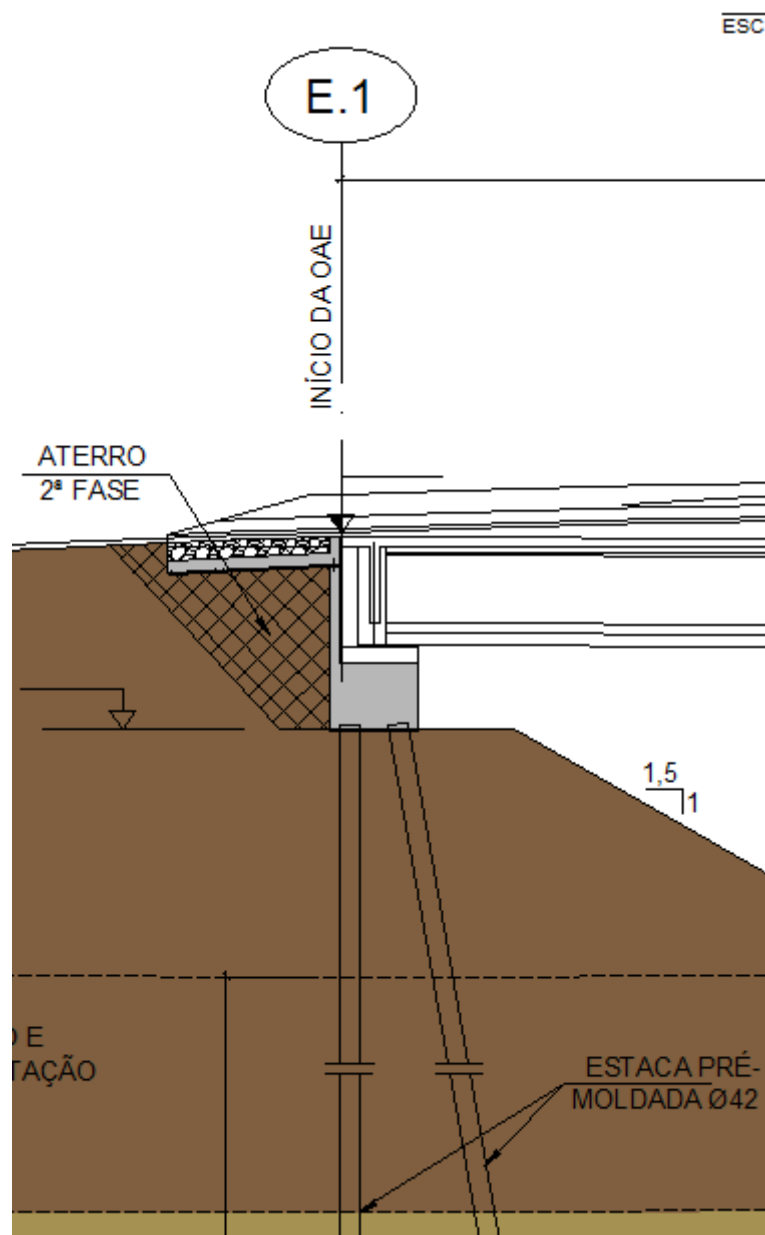


Figura 5 – Elevação típica de um pilar e um encontro com fundação por estacas cravadas

4 MEMÓRIA DE CÁLCULO – SUPER-ESTRUTURA

Os esforços da Superestrutura foram retirados do Projeto Padrão do DER conforme tabela abaixo:

Carregamento (tf)	R1	R2	R3	R4	R5	Total
Permanentes	78.3	82.5	81.4	82.5	78.3	403.0
TT45 - centrado	18.5	34.6	50.2	34.6	18.5	156.4
TT45 - excêntrico	41.4	41.3	28.8	27.1	18.2	157.0
multidão						117.0

5 MEMÓRIA DE CÁLCULO – MESO-ESTRUTURA

5.1 CÁLCULO DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS ATUANTES

5.1.1 Frenação/Aceleração (NBR 7187)

$$H_f = 0,25 \times B \times L \times CNF$$

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

$$CNF = 1 - 0,05(3-2) > 0,9$$

$$CNF = 0,95$$

$$H_f = 0,25 \times (12,6 - 0,45 \times 2) \times 40 \times 0,95$$

$$H_f = 111,15 \text{ kN} < 135 \text{ kN}$$

$$H_{f,adot} = 135 \text{ kN}$$

5.1.2 Vento (NBR 6123 / NBR 7187)

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

$$q_v \approx 0,10 \text{ tf/m}^2$$

$$H_{\text{influência}} = 2,1 \text{ (viga)} + 0,20 \text{ (laje)} + 2,0 \text{ (trem-tipo)} = 4,3 \text{ m}$$

$$F_v = 1,00 \times 4,3 = 0,43 \text{ tf/m (força aplicada a } 4,3 / 2 = m \text{ acima da face inferior das vigas)}$$

5.1.3 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 $\pm 15^{\circ}\text{C}$.

5.1.4 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 .

5.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS APARELHOS DE APOIO

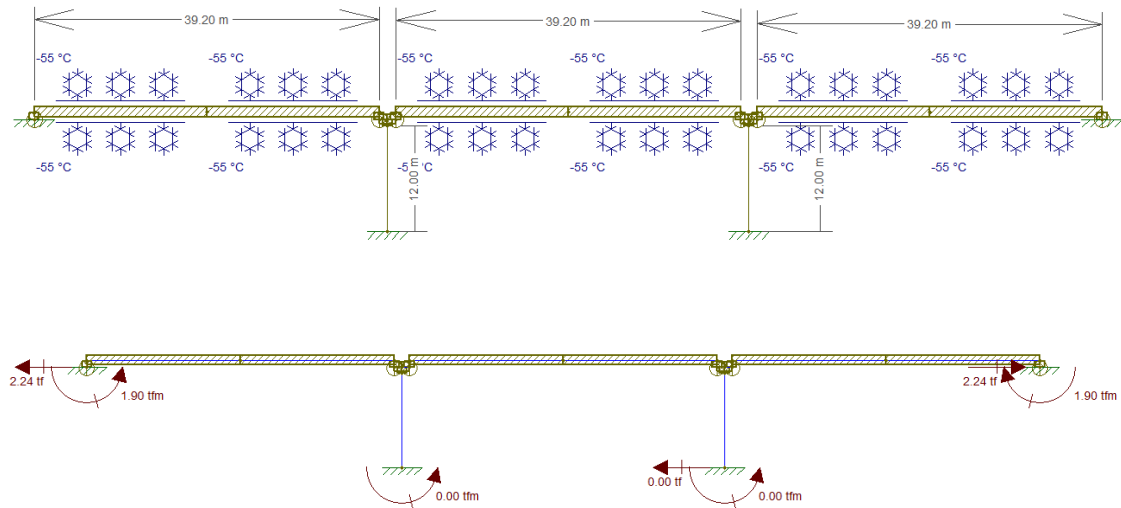
Os aparelhos de apoio de neoprene fretado possuem dimensões exteriores iguais a 45cm (*na direção transversal*) \times 25cm (*na direção longitudinal*) \times 4,1cm (*altura*) e são compostos por 3 chapas de aço com 0,4cm que fretam 2 camadas de neoprene com 1,2cm de espessura cada.

VERIFICAÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO DE NEOPRENE FRETADO (OAE RODOVIÁRIA)									
GEOMETRIA DO APARELHO DE APOIO									
a	b	se	sn	hn	sa	ha	h		
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)		
25	45	0.25	1.2	2.4	0.4	1.2	4.1		
Nº de Camadas de Neoprene:			2	Nº de Chapas de Aço:			3		
ESFORÇOS APLICADOS									
CARGAS PERMANENETES				Vg	Hg,a	Hg,b	αa		
				(tf)	(tf)	(tf)	(rd)		
				78.30	0.00				
CARGAS VARIÁVEIS		REAÇÃO MÁXIMA				REAÇÃO MÍNIMA			
		Vp,máx	Ha comp	Hb comp	αa comp	Vp,mín	Ha comp	Hb comp	αa comp
			4.23						
CARGAS TOTAIS		REAÇÃO MÁXIMA				REAÇÃO MÍNIMA			
		Vmáx	Ha comp	Hb comp	αa comp	Vmín	Ha comp	Hb comp	αa comp
		131.60	4.23			70.00			
Geometria do Aparelho				Esforços e Deformações Aplicados					
ha(cm)				ua (cm)=	0.90	ub (cm)=	0		
h (cm)=				αa (rd) =	6.00E-03				

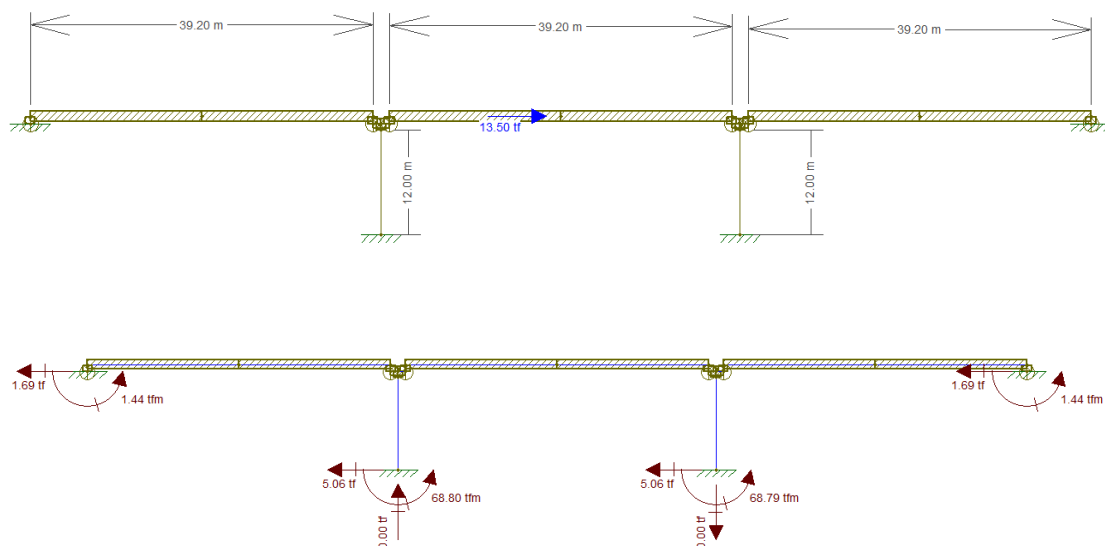
1- Rigidez do Aparelho:	$k_{neopr} = \frac{A \cdot G}{h_n}$	468.75	tf/m	
2- Coeficiente de Forma:	$\mu = \frac{a \cdot b}{2 \cdot s \cdot (a + b)}$	6.70		
3-Verificação à compressão:	$A_{red} = ab \cdot (1 - \frac{u_a}{a} - \frac{u_b}{b})$	1084.43	cm ²	
Cargas Máximas	$\sigma_{Vmax} = \frac{V_{max}}{A_{red}} \leq 150 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-2}$	116.98	menor que	150 kgf/cm ²
Cargas Permanentes	$\sigma_{Vg} = \frac{V_g}{A_{red}} \leq 100 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-2}$	72.20	menor que	100 kgf/cm ²
4-Verificação da Tensão Tangencial				
	$\tau_v + \tau_\alpha = 15 \cdot \frac{\sigma_v}{\mu} + \frac{0.5 \cdot G \cdot a^2 \cdot \tan \alpha}{s_n \cdot h_n} \leq 3G$	32.71	maior que	30.00 kgf/cm ²
	$\tau_H = \frac{H_g + 0.5 \cdot H_p}{a \cdot b} \leq 0.5G$	1.88	aprox. =	5.00 kgf/cm ²
5-Verificação da Deformação Vertical				
	$\Delta h_n = \frac{\sigma_v \cdot h_n}{5 \cdot G \cdot \mu^2 + 3 \cdot \sigma_v} \geq \frac{a \cdot \tan \alpha}{6}$	0.108	maior que	0.025
6-Verificação do Escorregamento				
	$(\sigma_v)_{min} \geq 15 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-2}$	64.550	maior que	15.000 kgf/cm ²
	$(\frac{H}{V})_{max} \leq f$; com $f = 0,1 + \frac{2}{\sigma_v}$	0.0604	menor que	0.1310
7-Verificação de Estabilidade		2.4	menor que	5.00 cm
8- Tensão nas Chapas de Aço	$\sigma_a = 2 \cdot \frac{s_n}{s_a} \cdot \sigma_v \text{ máx}$	701.867	menor que	1400 kgf/cm ²

5.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Esforços Devido à Temperatura

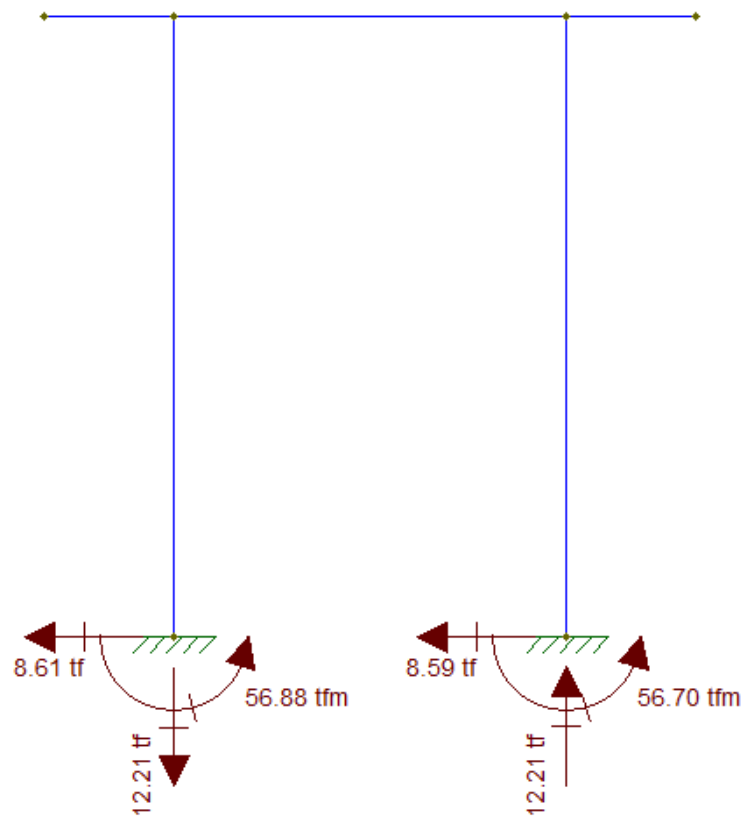
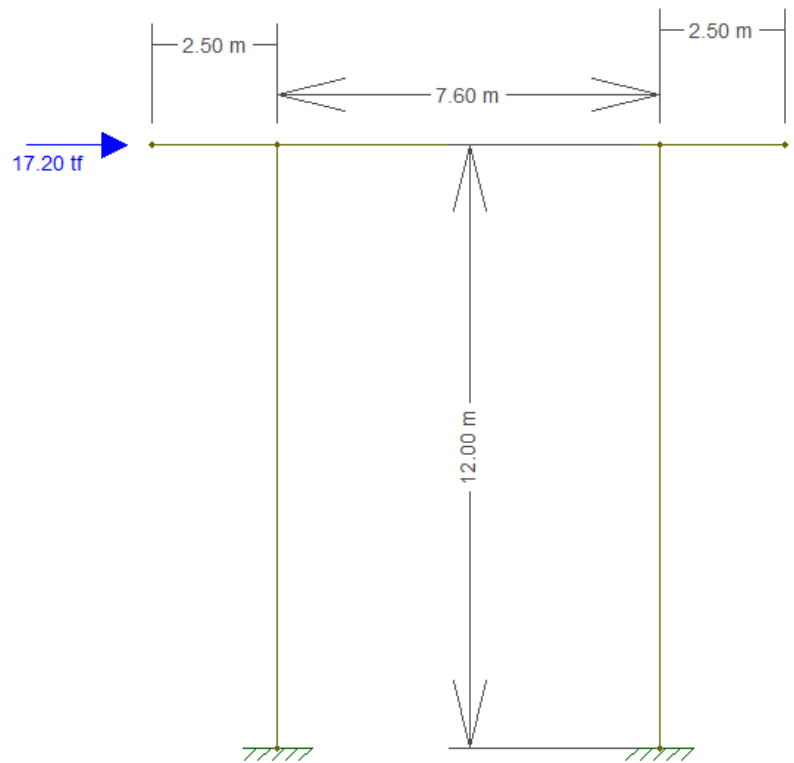


Esforços Devido à Frenagem



Esforços Devido ao Vento

$$F_v = (2,1 + 0,2 + 2) \times 0,1 \times 40 = 17,2 \text{ tf}$$



Esforços Verticais

Carregamento (tf)	R1	R2	R3	R4	R5	Total
Permanentes	78.3	82.5	81.4	82.5	78.3	403.0
TT45 - centrado	18.5	34.6	50.2	34.6	18.5	156.4
TT45 - excêntrico	41.4	41.3	28.8	27.1	18.2	157.0
multidão						117.0

Rg = 403 tf

Rq = 157 tf (TT45 + mult)

Rq = 117 tf (mult)

5.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES – VERIFICAÇÕES SIMPLIFICADAS

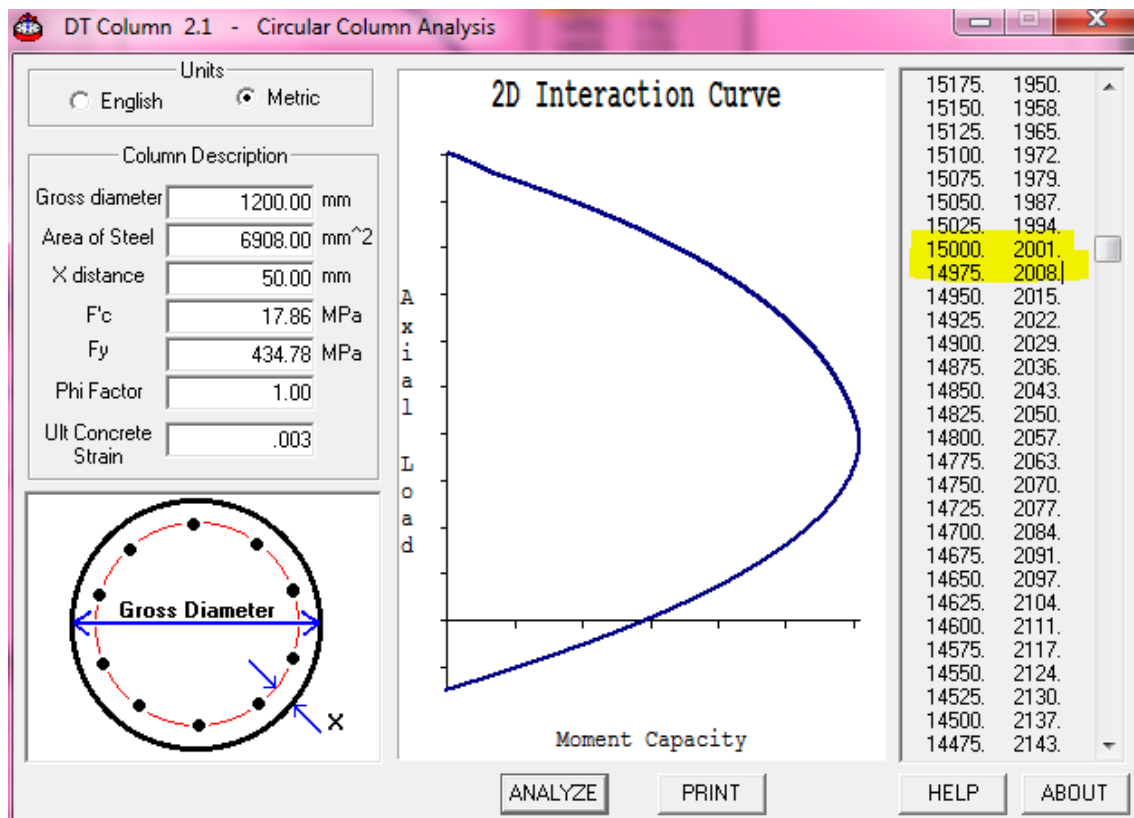
Cenário 1 -> Nmax e Mmax

$$N = 1,35 \times 403 \times 2 + 1,5 \times (157 + 117) = 1499,1 \text{ tf}$$

$$M_L = 1,5 \times 68,8 + 0 = 103,2 \text{ tfm}$$

$$M_T = 1,5 \times 56,9 = 85,35 \text{ tfm}$$

$$M_{\text{total}} = \sqrt{103,2^2 + 85,35^2} + 0,04 \times 14991 = 193,88 \text{ tfm}$$



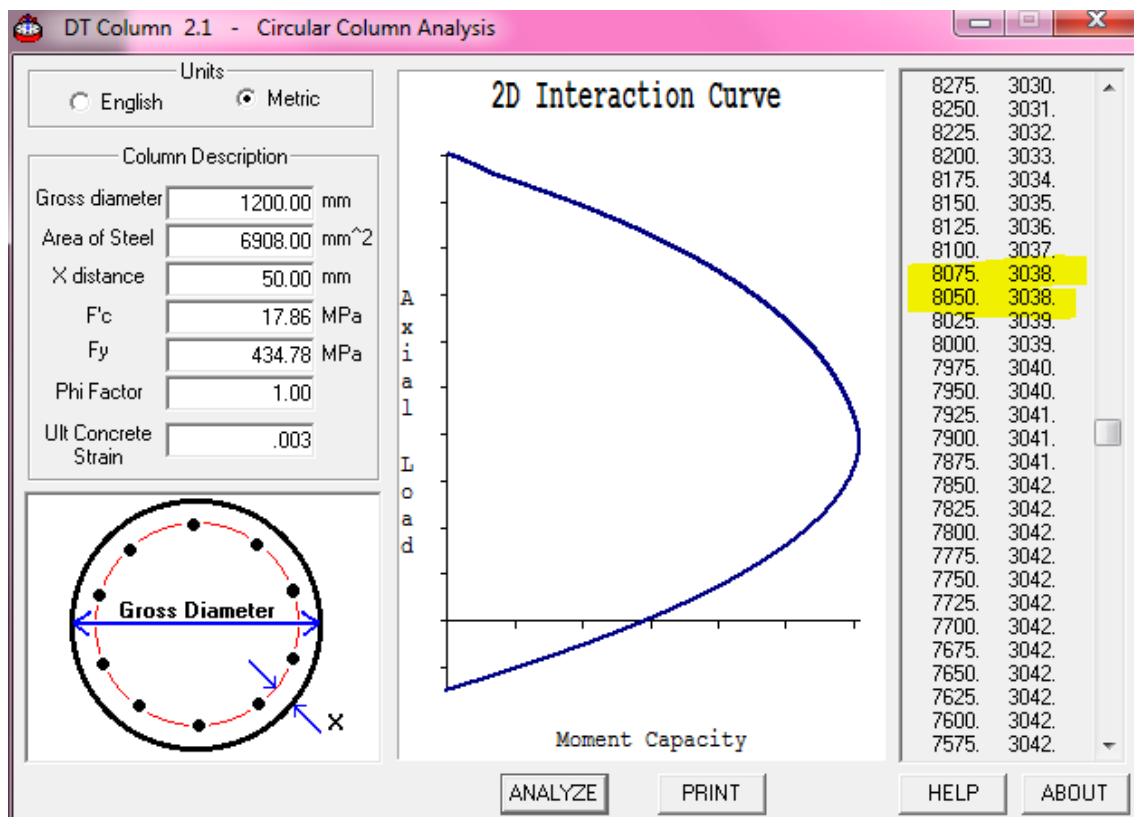
Cenário 2 -> Nmin e Mmax

$$N = 403 \times 2 = 806 \text{ tf}$$

$$M_L = 0$$

$$M_T = 1,5 \times 56,9 = 85,35 \text{ tfm}$$

$$M_{\text{total}} = 85,35 + 0,04 \times 806 = 117,57 \text{ tfm}$$



$$A_s = 22 \phi 16\text{mm} (69,08 \text{ cm}^2)$$

$$L_e = 1200 \text{ cm}$$

Verificação da necessidade do efeito de 2º ordem

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi \times 1200^4}{64} = 10.178.760,2 \text{ cm}^4$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 11.309,73 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 30$$

$$\lambda = \frac{L_e}{i} = \frac{1200}{30} = 40$$

Como $\lambda = \lambda_1 \rightarrow$ Não necessita verificar o efeito de 2º ordem!

6 MEMÓRIA DE CÁLCULO – INFRA-ESTRUTURA

6.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS TUBULÕES – ESFORÇOS E TENSÕES SOLICITANTES

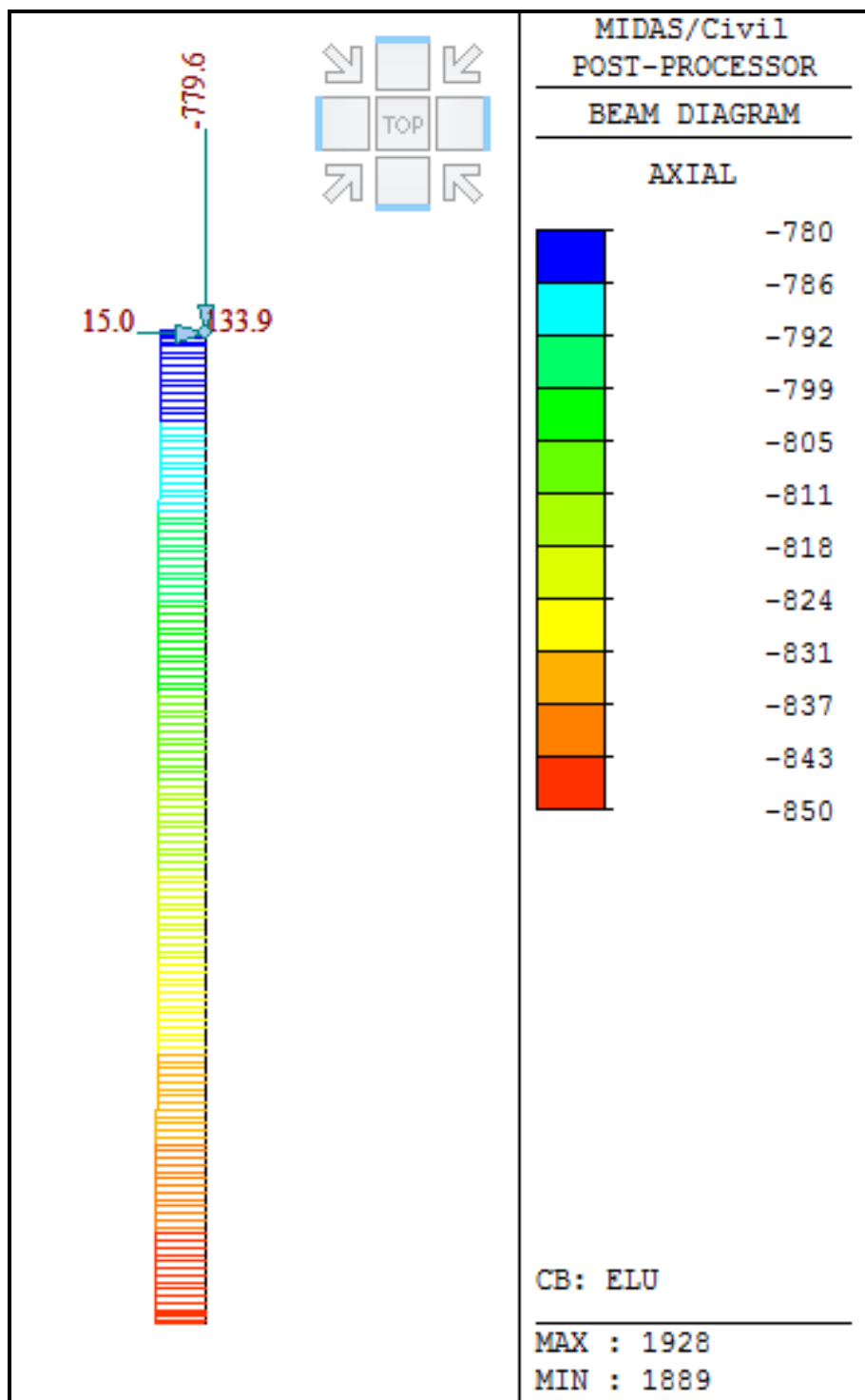
i. Dimensionamento das Armaduras Longitudinais – Esforços

De acordo com a Seção 5.4, são conhecidos os esforços de dimensionamento aplicados na base dos “pilares”.

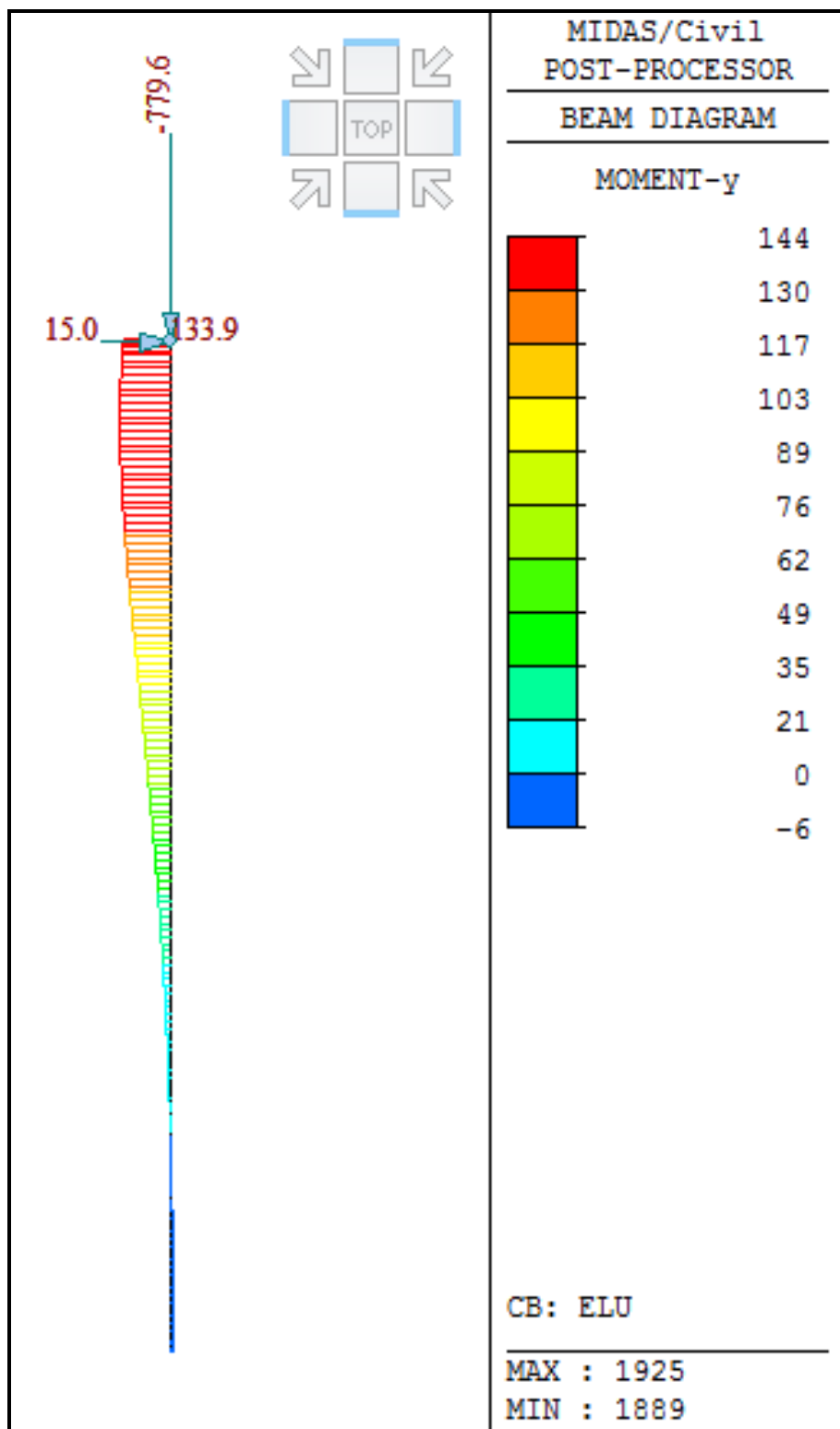
Com estes esforços e com os parâmetros estimados para o solo de fundação, é possível determinar o comportamento estrutural dos tubulões sob a superfície.

Esforços Característicos na Base dos Pilares:

- $N_k = -403 - 157 / 2 = -482\text{tf}$ (*cargas permanentes e sobrecargas rodoviárias*);
- $V_k = [8,6^2 + (5,06 / 2)^2]^{1/2} = 10,0\text{tf}$ (vento e frenagem)
- $M_k = [56,9^2 + 68,8^2]^{1/2} = 89,3\text{tf.m}$ (vento e frenagem)



(Esforço Axial de ELU em tf)



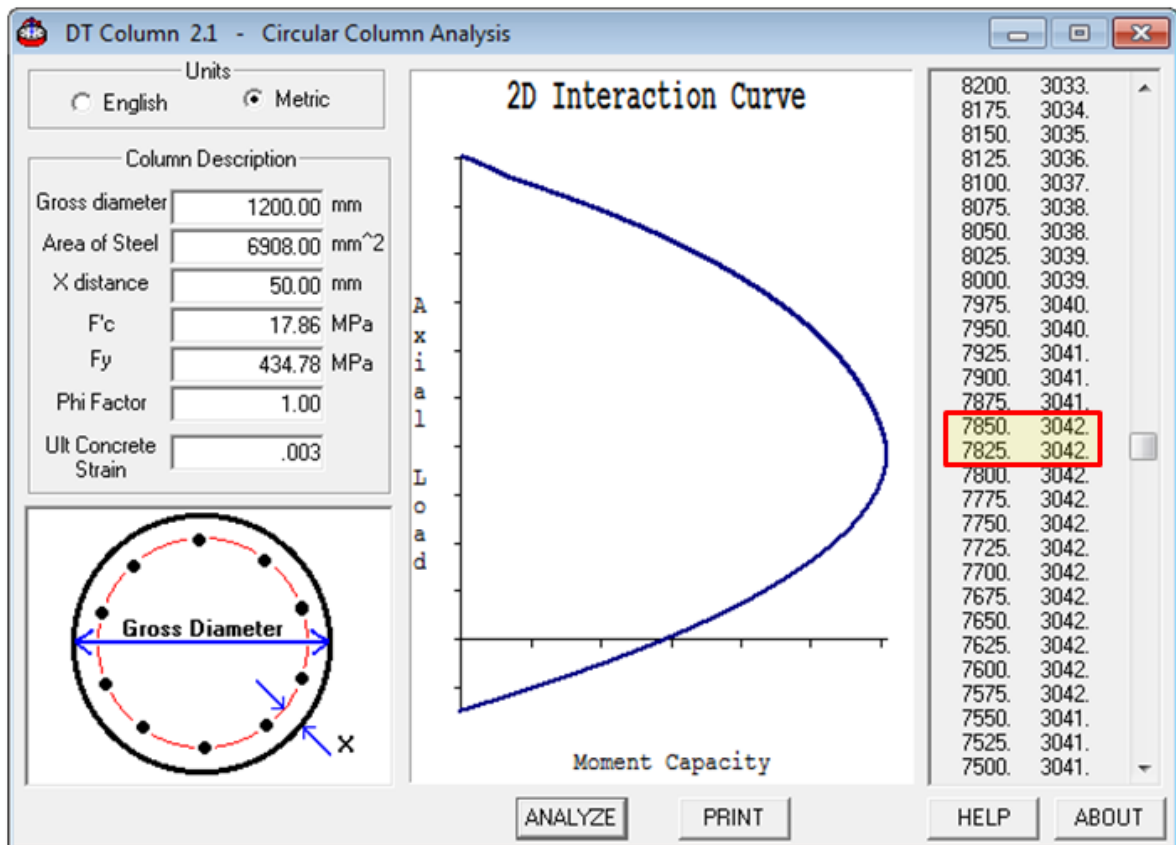
(Momento-Fletor de ELU em tfm)

ii. Dimensionamento das Armaduras Longitudinais – Verificações

$$M_{vet} = 144 \text{ tfm}$$

$$N = -784 \text{ tf}$$

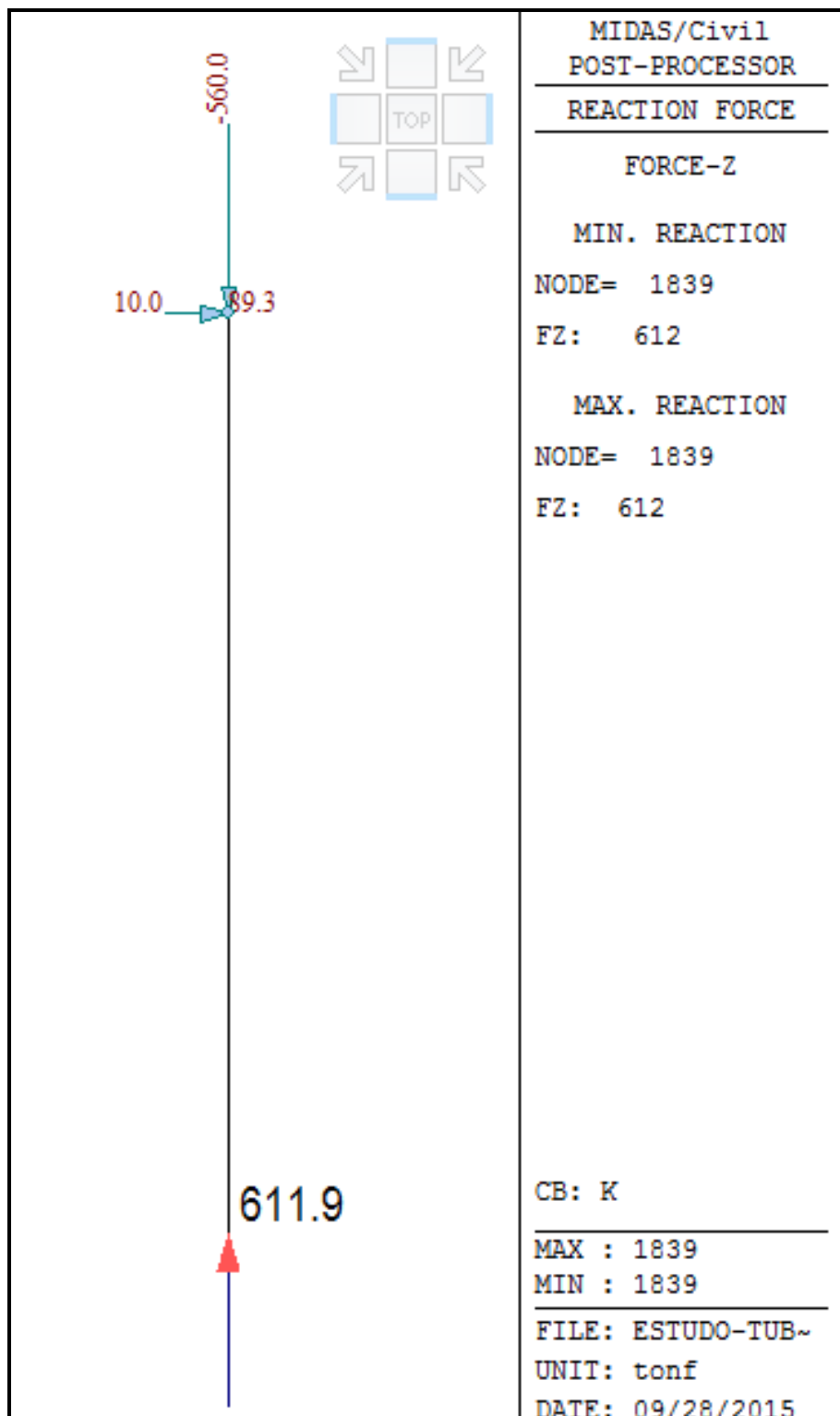
$$A_s = 22 \phi 16\text{mm} (69,08 \text{ cm}^2)$$



$$N = 784 \text{ tf} \rightarrow MR_d = 304,2 \text{ tfm}$$

$$\text{Como } M_{vet} = 144 \text{ tfm} < 304 \text{ tfm} = MR_d \rightarrow \text{OK}$$

iii. Controle de Tensões



(Reação Vertical Característica em tf)

Controle:

$$\sigma_{\text{média}} = 611,9 \times 1000 / (\pi \times 160^2) = 7,6 \text{ kgf/cm}^2$$

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).

6.2 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 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	2.100	1.050	4.41	1.10	21.6	4.4
ESTACA 2	1.050	0.000	1.10	0.00	0.0	2.2
ESTACA 3	0.000	-1.050	0.00	1.10	-21.6	0.0
ESTACA 4	-1.050	1.050	1.10	1.10	21.6	-2.2
ESTACA 5	-2.100	0.000	4.41	0.00	0.0	-4.4
ESTACA 6	2.100	-1.050	4.41	1.10	-21.6	4.4
ESTACA 7	1.050	1.050	1.10	1.10	21.6	2.2
ESTACA 8	0.000	0.000	0.00	0.00	0.0	0.0
ESTACA 9	-1.050	-1.050	1.10	1.10	-21.6	-2.2
ESTACA 10	-2.100	1.050	4.41	1.10	21.6	-4.4
ESTACA 11	2.100	0.000	4.41	0.00	0.0	4.4
ESTACA 12	1.050	-1.050	1.10	1.10	-21.6	2.2
ESTACA 13	0.000	1.050	0.00	1.10	21.6	0.0
ESTACA 14	-1.050	0.000	1.10	0.00	0.0	-2.2
ESTACA 15	-2.100	-1.050	4.41	1.10	-21.6	-4.4
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

33.08	11.03
--------------	--------------

My (tf.m) - Long.	68.8
Mx (tf.m) - Trans.	227.2
N (tf)	1120.0
n (estacas)	15
N/n	74.7

Máximos	21.6	4.4
Mínimos	-21.6	-4.4

Nt(tf)=	100.7
Nt(tf)=	48.7

$N_{k,m\acute{a}x} = 100,7tf$ (Compressão)

$N_{k,m\acute{i}n} = 48,7tf$ (Compressão)

ENCONTROS

ENCONTRO						
	X (m)	Y (m)	X^2 (m)	Y^2 (m)		
ESTACA 1	6.720	0.525	45.16	0.28	1.1	0.2
ESTACA 2	4.800	-0.525	23.04	0.28	-1.1	0.1
ESTACA 3	2.880	0.525	8.29	0.28	1.1	0.1
ESTACA 4	0.960	-0.525	0.92	0.28	-1.1	0.0
ESTACA 5	-0.960	0.525	0.92	0.28	1.1	0.0
ESTACA 6	-2.880	-0.525	8.29	0.28	-1.1	-0.1
ESTACA 7	-4.800	0.525	23.04	0.28	1.1	-0.1
ESTACA 8	-6.720	-0.525	45.16	0.28	-1.1	-0.2
ESTACA 9	6.720	0.525	45.16	0.28	1.1	0.2
ESTACA 10	4.800	-0.525	23.04	0.28	-1.1	0.1
ESTACA 11	2.880	0.525	8.29	0.28	1.1	0.1
ESTACA 12	0.960	-0.525	0.92	0.28	-1.1	0.0
ESTACA 13	-0.960	0.525	0.92	0.28	1.1	0.0
ESTACA 14	-2.880	-0.525	8.29	0.28	-1.1	-0.1
ESTACA 15	-4.800	0.525	23.04	0.28	1.1	-0.1
ESTACA 16	-6.720	-0.525	45.16	0.28	-1.1	-0.2
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

309.66	4.41
---------------	-------------

My (tf.m) - Long.	7.6
Mx (tf.m) - Trans.	9.0
N (tf)	560.0
n (estacas)	16
N/n	35.0

Máximos	1.1	0.2
Mínimos	-1.1	-0.2

Nt(tf)=	36.2
Nt(tf)=	33.8

$N_{k,m\acute{a}x} = 36,2tf$ (Compressão)

$N_{k,m\acute{i}n} = 33,8tf$ (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:

$$N_{k,máx} = 362,0\text{kN (Compressão)} \rightarrow N_{d,máx} = 506,8\text{kN}$$

$$N_{k,mín} = 338,0\text{kN (Compressão)} \rightarrow N_{d,mín} = 473,2\text{kN}$$

$$F_{y,máx} = 120,4\text{kN}$$

$$n = 16 \rightarrow V_{d,y} = 7,5\text{kN}$$

$$F_{x,máx} = 111,0\text{kN} + 1857,8\text{kN (empuxo de solo)} = 1968,8\text{kN}$$

$$n = 16 \rightarrow V_{d,x} = 123,1\text{kN}$$

$$\rightarrow V_d = 7,5^2 + 123,1^2 = 123,3\text{kN}$$

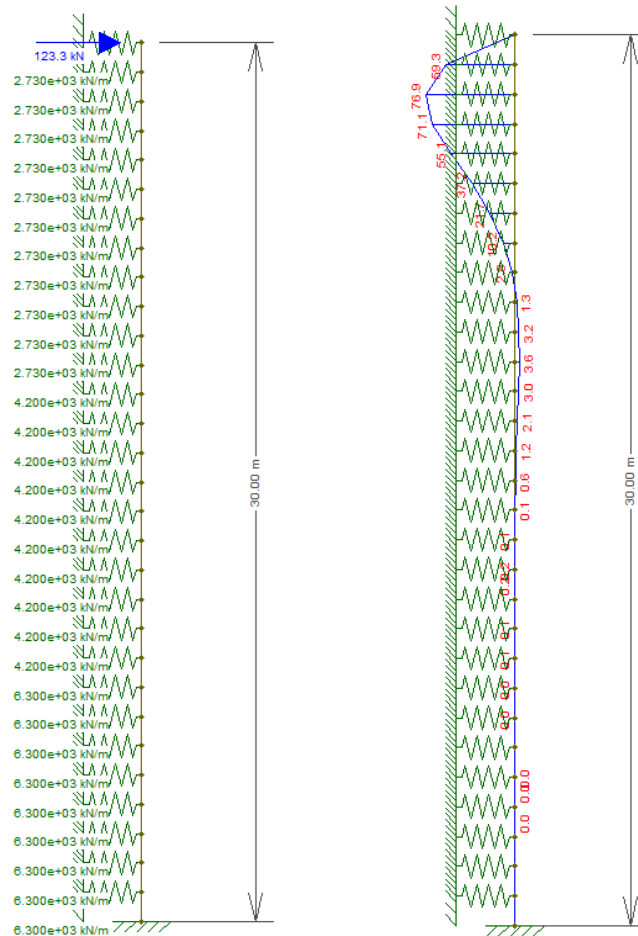


Figura 6 – Modelo da estaca com as molas e carga horizontal aplicada (em kN), e o diagrama de momentos de cálculo (em kN.m).

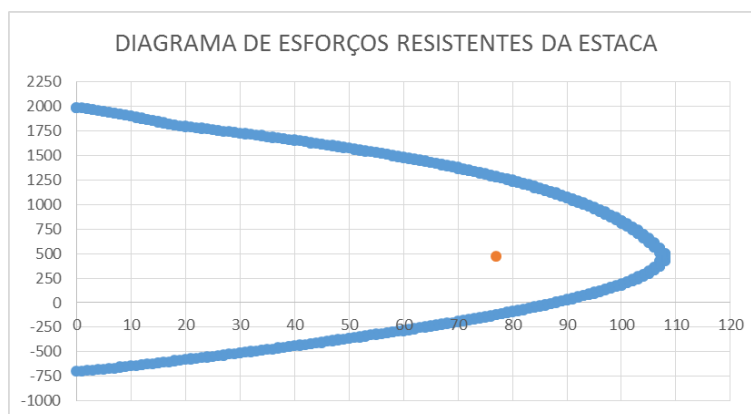


Figura 7 – Diagrama de esforços resistentes da estaca com o par de esforços de cálculo ($N_{d,min} = 473,2 \text{ kN}$ e $M_d = 76,9 \text{ kN.m}$).

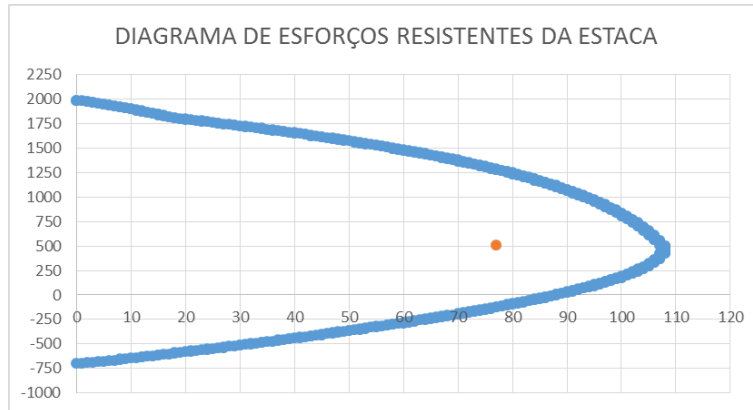


Figura 8 – Diagrama de esforços resistentes da estaca com o par de esforços de cálculo ($N_{d,máx} = 506,8\text{kN}$ e $M_d = 76,9\text{kN}$).

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

$$N_{k,máx} = 100,7\text{tf (Compressão)}$$

$$N_{k,mín} = 48,7\text{tf (Compressão)}$$

Apoios intermediários:

$$N_{k,máx} = 1007,0\text{kN (Compressão)} \rightarrow N_{d,máx} = 1409,8\text{kN}$$

$$N_{k,mín} = 487,0\text{kN (Compressão)} \rightarrow N_{d,mín} = 681,8\text{kN}$$

$$F_{y,máx} = 481,6\text{kN}$$

$$n = 15 \rightarrow V_{d,y} = 32,1\text{kN}$$

$$F_{x,máx} = 76,5\text{kN}$$

$$n = 15 \rightarrow V_{d,x} = 5,1\text{kN}$$

$$\rightarrow V_d = 32,1^2 + 5,1^2 = 32,5\text{kN}$$

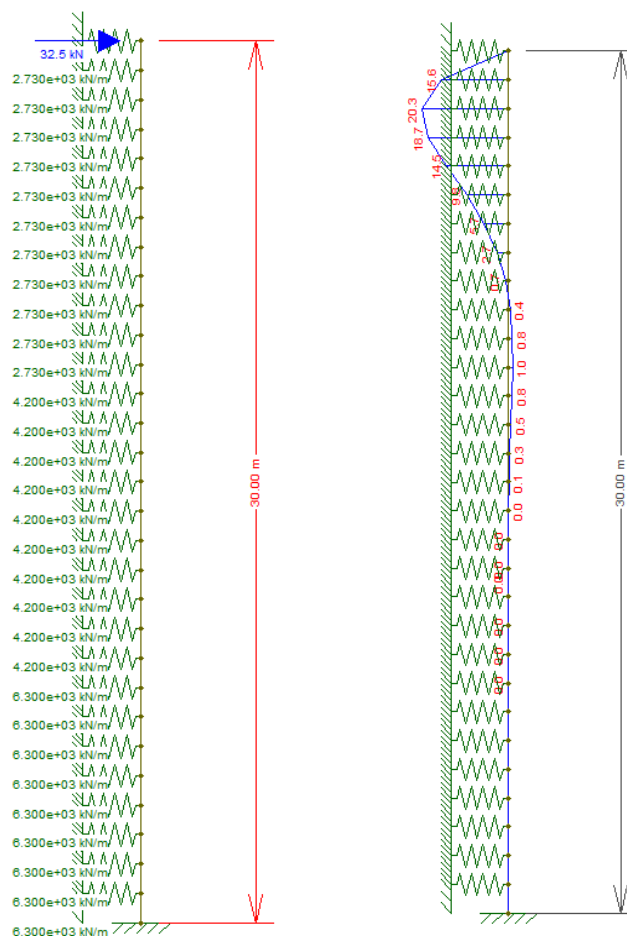


Figura 9 – Modelo da estaca com as molas e carga horizontal aplicada (em kN), e o diagrama de momentos de cálculo (em kN.m).

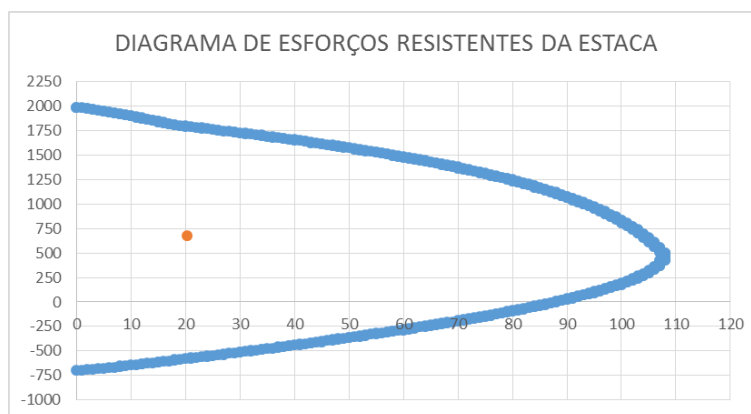


Figura 10 – Diagrama de esforços resistentes da estaca com o par de esforços de cálculo (Nd,mín = 681,8kN e Md = 20,3kN).

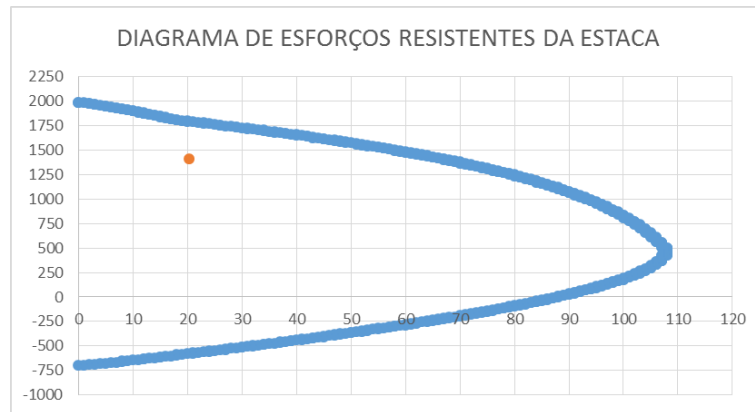


Figura 11 – Diagrama de esforços resistentes da estaca com o par de esforços de cálculo ($N_{d,máx} = 1409,8\text{kN}$ e $M_d = 20,3\text{kN}$).

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

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 7188 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas*, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2013;
- *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.