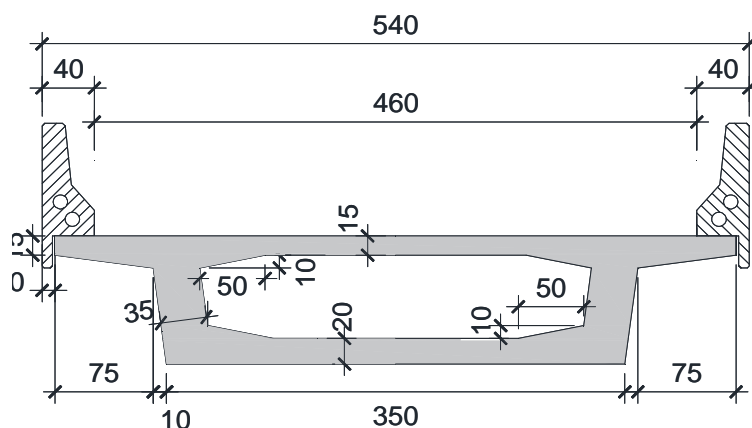


**PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO
VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS
MUNICÍPIO DE NITERÓI**

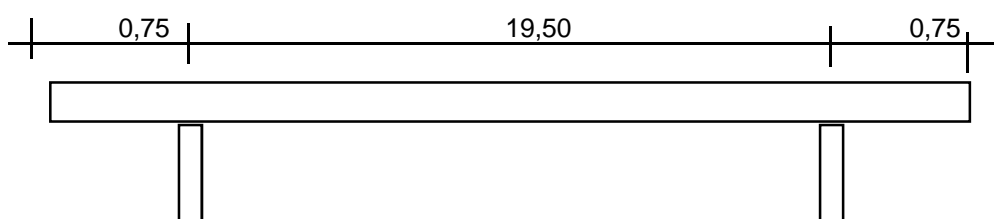
MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO ESTRUTURAL

1- Cálculo da infraestrutura

Seção transversal



Vista longitudinal



Vão B1=	0,75 m	Número de vigas=	1
Vão L1=	19,50 m	H P1 =	2,00 m
Vão B2=	0,75 m	H P2 =	2,00 m
Laje T =	3,00 m		
Comprimento total =	21,00 m	Largura total =	5,40 m
H viga=	1,00 m	Largura da pista =	4,60 m
		Distancia entre noeprenes=	3,0 m

Os esforços a considerar são:

Rg= Peso próprio da superestrutura
Rp= Carga móvel
Ws= Vento na superestrutura
Ff= Força de frenagem
Rt= Temperatura + retração +fluência
E0= Empuxo de terra
E1= Empuxo da sobrecarga

2- Determinação das reações verticais

2.1 Cargas permanentes

Reações verticais

Peso próprio da superestrutura

$$\begin{aligned} R_{g1} &= 608,36 \text{ kN} \\ R_{g2} &= 285,40 \text{ kN} \\ MT_g &= 509,00 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2.2 Cargas móveis

Ponte total carregada

Ponte metade carregada

$$R_p(1/1) = 803,39 \text{ kN}$$

$$R_p(1/2) = 622,21 \text{ kN}$$

$$MT(1/1) = 309,14 \text{ kNm}$$

$$MT(1/2) = 516,25 \text{ kNm}$$

As reações nos neoprenes valem:

$$R_{\max}(1/1) = 1121,288 \text{ kN}$$

$$R_{\min}(1/1) = 575,86 \text{ kN}$$

$$R_{\max}(1/2) = 1099,735 \text{ kN}$$

$$R_{\min}(1/2) = 416,24 \text{ kN}$$

Para o neoprene temos

$$A_{\text{neop}} = 0,112 \text{ m}^2$$

$$R_{\min} = 3468,6 \text{ kN/m}^2$$

$$b_0 = 0,400 \text{ m} \Rightarrow \text{adotado } a_0 = 0,40 \text{ m}$$

$$a_0 = 0,280 \text{ m} \Rightarrow \text{adotado } b_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$\varepsilon_c = 0,01 \text{ m} \quad N^{\circ}_{\text{cam}} = 3$$

3 - Determinação dos esforços horizontais

3.1 - Cálculo das rizezas longitudinais

3.1.1 - P1

$$\text{Rigidez do neoprene} \quad K_n = 8000,0 \text{ kN/m}$$

Para o pilar temos

$$h = 2,70 \text{ m}$$

Para seção transversal do pilar temos:

$$A_c = 0,249 \text{ m}^2$$

$$\varnothing = 0,56 \text{ m}$$

$$\text{Adotado } \varnothing = 0,90 \text{ m}$$

$$J_l = 0,03219 \text{ m}^4$$

$$E_c = 3,0E+07 \text{ kN/m}^2$$

$$K_{p1} = \text{##### kN/m}$$

Para as estacas adotaremos

$$\Phi_{\text{ext}} = 31,00 \text{ cm}$$

$$\Phi_{\text{int}} = 0,00 \text{ cm}$$

$$A_s = 754,4 \text{ cm}^2$$

$$J = 45310,2 \text{ cm}^4$$

$E_c = 3,00E+05 \text{ Kgf/cm}^2$ $h = 2,46 \text{ m}$
 $J = 45310,2 \text{ cm}^4$ $T = 140,31 \text{ cm}$ $j = 4,53E-04 \text{ m}^4$
 $H \text{ agua} = 0 \text{ m}$ $E_s = 2,1E+07 \text{ kN/m}^2$
 $nh = 0,5 \text{ Kgf/cm}^3$ $L = 2,46 \text{ m}$ $kestaca = 6,2E+04 \text{ KN/m}$
 $n^\circ \text{ de estacas} = 8$ No conjunto $KP1 = 6756,79 \text{ KN/m}$

3.1.2 - P2

Rigidez do neoprene $K_n = 8000,0 \text{ KN/m}$

Paro o pilar temos

$h = 2,00 \text{ m}$

Para seção transversal do pilar temos:

$A_c = 0,249 \text{ m}^2$

$A_p = 0,40 \text{ m}$

$B_p = 5,40 \text{ m}$

$J_l = 0,02880 \text{ m}^4$

$E_c = 3,0E+07 \text{ kN/m}^2$

$K_{p2} = ##### \text{ kN/m}$

Para as estacas adotaremos

$\Phi_{ext} = 31,00 \text{ cm}$

$\Phi_{int} = 0,00 \text{ cm}$

$A_s = 754,4 \text{ cm}^2$

$J = 45310,2 \text{ cm}^4$

$E_c = 3,00E+05 \text{ Kgf/cm}^2$ $h = 2,46 \text{ m}$
 $J = 45310,2 \text{ cm}^4$ $T = 140,31 \text{ cm}$ $j = 4,53E-04 \text{ m}^4$
 $H \text{ agua} = 0 \text{ m}$ $E_s = 2,1E+07 \text{ kN/m}^2$
 $nh = 0,5 \text{ Kgf/cm}^3$ $L = 2,46 \text{ m}$ $kestaca = 61708,67 \text{ KN/m}$
 $n^\circ \text{ de estacas} = 8$ No conjunto $KP2 = 6930,41 \text{ KN/m}$

Cálculo das rizezas transversais

$KT \text{ P1} = 6756,79 \text{ kN/m}$

No conjunto

$KT \text{ P2} = 8000,00 \text{ kN/m}$

Resumo das rizezas longitudinais e transversais em kN/m

Pilar	Longitudinal	%	Transversal	%
E1	6756,79	49,37%	6756,79	45,79%
E2	6930,41	50,63%	8000,00	54,21%
	$\Sigma = 13687,20$	100,00%	$\Sigma = 14756,79$	100,00%

4. Esforços a considerar

4.1 Vento na superestrutura

4.1.1 Ponte Carregada

$$\text{Área de obstrução} = 65,1 \text{ m}^2 \quad F_v = 65,1 \text{ KN}$$

Determinação do centro de rotação

$$\begin{aligned} x_{E1} &= 0,00 \text{ m} & K_{\text{trans}} E1 &= 6756,79 \text{ KN/pilar} \\ x_{E2} &= 19,50 \text{ m} & K_{\text{trans}} P1 &= 8000,00 \text{ KN/pilar} \\ \Sigma K &= 14756,79 \text{ KN/pilar} \\ \Sigma K.x &= 1,56E+05 \text{ KN/pilar} & x_{\text{Centro rotação}} &= 10,57 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Momento reduzido ao CR} \quad M_{CR} = -53,47 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{E1} &= 10,57 \text{ m} \\ \rho_{P1} &= -8,93 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Rotação da estrutura} \quad \psi = -3,84E-05 \text{ rd}$$

Deslocamento dos pilares na direção transversal

$$\begin{aligned} \delta_{E1} &= -0,00041 \text{ m} \\ \delta_{E2} &= 0,00034 \text{ m} \end{aligned}$$

O valor da força de vento em cada pilar devido a força reduzida ao CR.

$$\begin{aligned} L_{ws}E1 &= 29,81 \text{ kN} \\ L_{ws}E2 &= 35,29 \text{ kN} \\ \Sigma &= 65,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

O valor da força de vento em cada pilar devido ao momento reduzida ao CR.

$$\begin{aligned} L_{ws}E1 &= -2,74 \text{ kN} \\ L_{ws}E2 &= 2,74 \text{ kN} \\ \Sigma &= 0,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

Os valores resultantes são

$$H_{ws} = 1,55 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} L_{ws}E1 &= 27,07 \text{ kN} & M_{ws} &= 41,95 \text{ kNm} \\ L_{ws}E2 &= 38,03 \text{ kN} & M_{ws} &= 58,95 \text{ kNm} \\ \Sigma &= 65,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

a- Ponte descarregada

$$\text{Área de obstrução} = 37,80 \text{ m}^2 \quad F_v = 56,70 \text{ KN}$$

Determinação do centro de rotação

$$\begin{aligned}
 x_{E1} &= 0,00 \text{ m} & K_{\text{trans}} E1 &= 6756,79 \text{ KN/pilar} \\
 x_{E2} &= 19,50 \text{ m} & K_{\text{trans}} P1 &= 8000,00 \text{ KN/pilar} \\
 \Sigma K &= 14756,79 \text{ KN/pilar} \\
 \Sigma K.x &= 1,56E+05 \text{ KN/pilar} & x_{\text{Centro rotação}} &= 10,57 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Momento reduzido ao CR} \quad M_{CR} = -46,57 \text{ kNm}$$

$$\rho_{E1} = 10,57 \text{ m}$$

$$\rho_{E2} = -8,93 \text{ m}$$

$$\text{Rotação da estrutura} \quad \psi = -3,34E-05 \text{ rd}$$

Deslocamento dos pilares na direção transversal

$$\delta_{E1} = -0,00035 \text{ m}$$

$$\delta_{P1} = 0,00030 \text{ m}$$

O valor da força de vento em cada pilar devido a força reduzida ao CR.

$$L_{WS}E1 = 25,96 \text{ kN}$$

$$L_{WS}P1 = 30,74 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 56,70 \text{ kN}$$

O valor da força de vento em cada pilar devido ao momento reduzida ao CR.

$$L_{WS}E1 = -2,39 \text{ kN}$$

$$L_{WS}P1 = 2,39 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 0,00 \text{ kN}$$

Os valores resultantes são

$$H_{WS} = 0,90 \text{ m}$$

$$L_{WS}E1 = 23,57 \text{ kN}$$

$$M_{WS} = 21,22 \text{ kNm}$$

$$L_{WS}E2 = 33,13 \text{ kN}$$

$$M_{WS} = 29,81 \text{ kNm}$$

4.2 Força de frenagem ou aceleração

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

$$N = 1 \text{ Faixas de tráfego}$$

$$CNF = 1,05 \text{ adotado } 1,05$$

5% da carga de multidão

30% do peso do veículo

$$F_f = 25,36 \text{ KN}$$

$$F_f = 135,00 \text{ KN}$$

$$F_{fE1} = 12,52 \text{ KN/pilar}$$

$$F_{fE1} = 66,64 \text{ KN/pilar}$$

$$F_{fE2} = 12,84 \text{ KN/pilar}$$

$$F_{fE2} = 68,36 \text{ KN/pilar}$$

$$\Sigma = 25,36 \text{ KN}$$

$$\Sigma = 135,00 \text{ KN}$$

4.3 Esforços de temperatura + retração + fluência

$$\Delta t = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

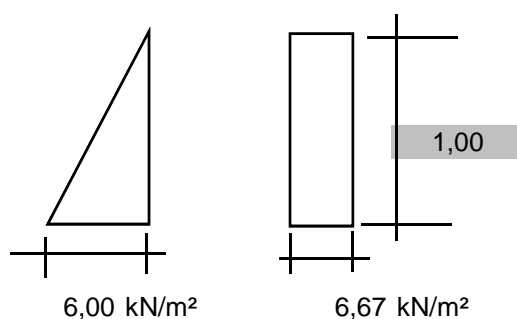
Cálculo do centro elástico

$x_{E1} =$	0,00 m	$K_{\text{long}} E1 =$	6756,79 kN/pilar
$x_{E2} =$	19,50 m	$K_{\text{long}} E2 =$	6930,41 kN/pilar
$\Sigma K =$		13687,20 kN/pilar	
$\Sigma K.x =$		135143,00 kN/pilar	

$$x_{\text{Centro elástico}} = 9,87 \text{ m}$$

$\rho_{E1} =$	-9,87 m	$\delta_{E1} =$	-0,00296 m	$F_T E1 =$	-20,01 kN
$\rho_{E2} =$	9,63 m	$\delta_{E2} =$	0,00289 m	$F_T E2 =$	20,01 kN

4.4 Empuxo unilateral de terra + da sobrecarga



$$\text{sobrecarga} = 20,00 \text{ kN/m}^2$$

$E0 =$	16,20 kN	$E1 =$	36,00 kN
$E0+E1 =$	52,19 kN	$\text{Ângulo central} =$	$48,00^{\circ}$
		$\tan =$	1,110

4.5 Força centrífuga

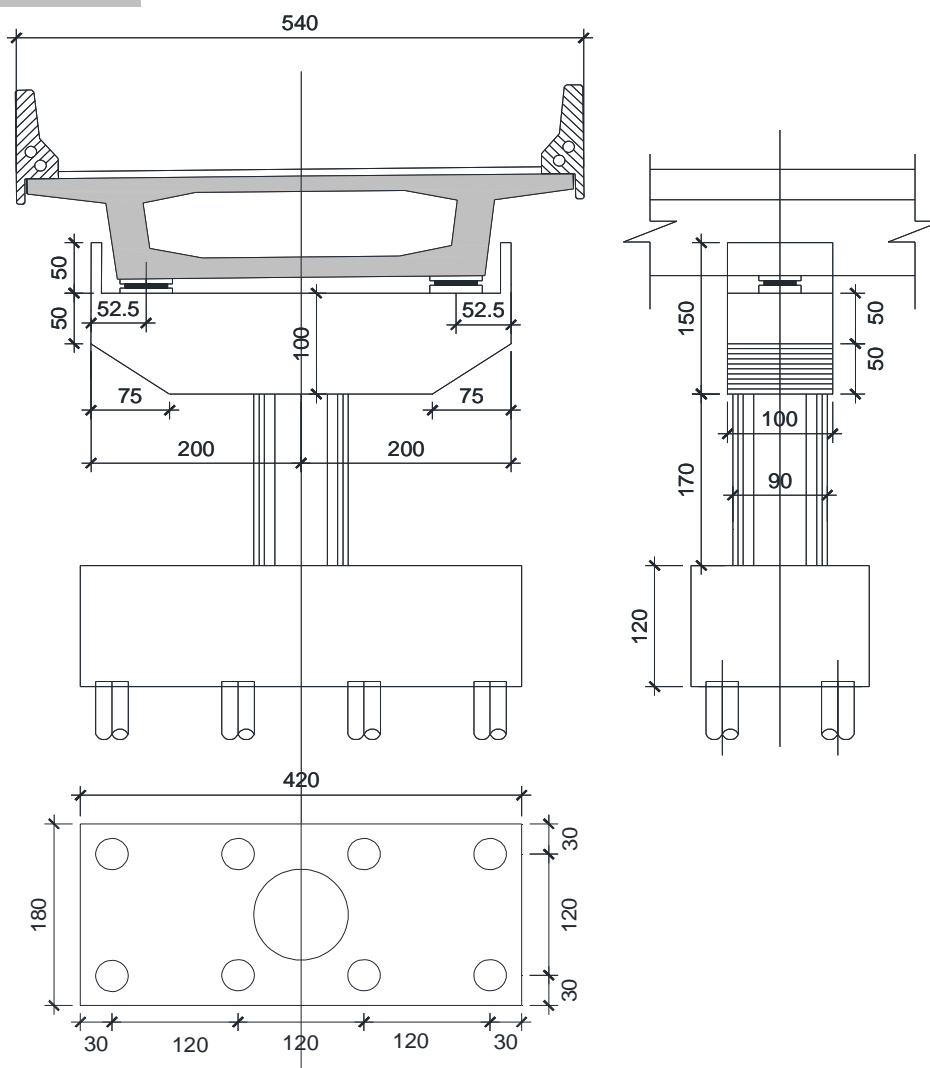
$$C = 0,07 \cdot 450 = 31,5 \text{ kN}$$

Resumo dos esforços por pilar

$R_g =$	893,76 kN	$M_t =$	509,00 kNm	$F_{Tv} =$	27,07 kN
$R_{p \text{ max (1/1)}} =$	803,39 kN	$M_t =$	309,14 kNm	$F_f =$	66,64 kN
$R_{p \text{ max (1/2)}} =$	622,21 kN	$M_t =$	516,25 kNm	$F_t =$	20,01 kN
				$F_c =$	31,50 kN
				$F_{Le} =$	52,19 kN

5. Dimensionamento dos pilares

5.1 Pilar P1



Na base do pilar temos:

h travessa = 0,70 m

h pilar = 2,00 m

Φ = 0,90 m

f_{ck} = 30,0 MPa

f_{cd} = 21428,57 kN/m²

Área trav = 3,72 m²

Peso próprio da travessa = 93,00 kN

Peso próprio do pilar = 31,79 KN

Reações da super estrutura

R_{g1} = 608,36 kN

R_{g2} = 285,40 kN

M_{tg} = 509,00 kNm

$R_{p(1/1)}$ = 803,39 kN

$M_{t(1/1)}$ = 309,14 kNm

$R_{p(1/2)}$ = 622,21 kN

$M_{t(1/2)}$ = 516,25 kNm

F_{Tv} = 27,07 kN

F_f = 66,64 kN

F_t = 20,01 kN

F_c = 31,50 kN

F_{Le} = 52,19 kN

Os esforços de dimensionamento são:

Rdmax(1/1)=	2580,13 KN	Rdmin(1/1)=	2098,85 KN
Rdmax(1/2)=	2308,36 KN	Rdmin(1/2)=	1827,08 KN
Hd long=	187,91 KN	Hd long=	187,91 KN
Hd transv=	79,73 KN	Hd transv=	79,73 KN
Mdlong =	507,36 KNm	Mdlong =	507,36 KNm
Mdtransv=	1366,13 KNm	Mdtransv=	1676,79 KNm

Dimensionamento para Rdmax= 2580,13 KN

Mresultante= 1457,30 KNm

$S_{pilar} = 0,636 \text{ m}^2$

$J_{pilar} = 0,032 \text{ m}^4$

Cálculo das excentricidades

$i = \text{Raiz}(J/S) = 0,225$

$\lambda = 17,78 < 35 \implies e2 = 0$

$e0 = 0,565 \text{ m}$

$1/r = 0,005/(dx(v+0,5)) = 0,006 \text{ m}$

$ea = 0,030 \text{ m}$

$\nu = Nd/Ac \cdot fcd = 0,50$

$e2 = 0,000 \text{ m}$

$Le = 4,00 \text{ m}$

$e2 = 0,000 \text{ m}$

Daí os valores de dimensionamento são:

Rdmax= 2580,13 KN

Mdl= 1534,70 KNm

Pelo Montoya temos:

$Ac = 0,64 \text{ m}^2$

$\nu = 0,19$

$Ac \cdot fcd = 13625,36 \text{ kN}$

$\omega = 0,25$

$Ac \cdot fcd \cdot a = 12262,82 \text{ kNm}$

$Ac \cdot fcd / fyd = 313,23 \text{ cm}^2$

$\mu = 0,13$

$As = 78,31 \text{ cm}^2$

$As \text{ minimo} = 31,79 \text{ cm}^2$

Taxa de armadura = 1,23%

Dimensionamento para Rdmin= 1827,08 KN

Mresultante= 1751,87 KNm

Cálculo das excentricidades

$e0 = 0,959 \text{ m}$

$ea = 0,030 \text{ m}$

$e2 = 0,000 \text{ m}$

Daí os valores de dimensionamento são:

Rdmin= 1827,08 KN

Mdl= 1806,68 KNm

Pelo Montoya temos:

$Ac = 0,64 \text{ m}^2$

$\nu = 0,13$

$Ac \cdot fcd = 13625,36 \text{ T}$

$\omega = 0,3$

$Ac \cdot fcd \cdot a = 12262,82 \text{ Tm}$

$Ac \cdot fcd / fyd = 313,23 \text{ cm}^2$

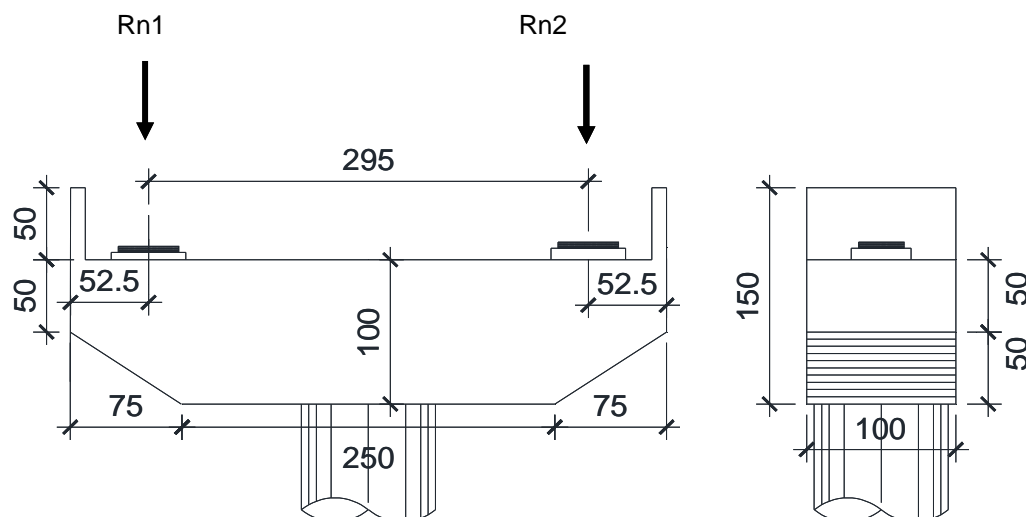
$\mu = 0,15$

$As = 93,97 \text{ cm}^2$

1,48%

$As \text{ minimo} = 31,79 \text{ cm}^2$

Dimensionamento da travessa



As reações por neoprene são:

$$\begin{aligned}
 R_{n1} &= 1099,74 \text{ kN} & H_t &= 1,00 \text{ m} & \Phi p &= 0,90 \text{ m} \\
 R_{n2} &= 1121,29 \text{ kN} & d_t &= 0,90 \text{ m} & L_{neop} &= 2,95 \text{ m} \\
 M_t &= 1653,90 \text{ kNm} & B_{wt} &= 1,00 \text{ m} & f_{ck} &= 30,00 \text{ MPa} \\
 M_{td} &= 2315,46 \text{ kNm} & & & f_{cd} &= 21428,57 \text{ kN/m}^2 \\
 & & & & f_{yk} &= 500,00 \text{ MPa} \\
 & & & & f_{yd} &= 43,48 \text{ kN/cm}^2 \\
 k_{md} &= 0,133 & k_z &= 0,9 & A_s &= 65,75 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Dimensionamento ao cisalhamento

$$V_{sd} = 1569,80 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 h &= 1,00 \text{ m} & f_{ct,m} &= 0,3f_{ck}^{2/3} = 2896,47 \text{ kN/m}^2 \\
 d &= 0,90 \text{ m} & f_{ctd} &= 0,7 \cdot f_{ct,m} / \gamma = 1448,236 \text{ kN/m}^2 \\
 f_{ck} &= 30,00 \text{ MPa} \\
 f_{cd} &= 21428,57 \text{ kN/m}^2 \\
 f_{yk} &= 500,00 \text{ MPa} \\
 f_{yd} &= 43,48 \text{ kN/cm}^2 \\
 \alpha_{v2} &= 0,88
 \end{aligned}$$

$$V_{rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d =$$

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d + M_0 / M_{sd, \max} = \quad A_{s/s, \min} = b_w 0,2 f_{ctm} / f_{yd} = 13,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotaremos a favor da segurança $M_0 / M_{sd, \max} = 0$

VIGA A						
Seção	bw (m)	Vsd (kN)	Vrd2 kN/m²		Vc0 kN/m²	As/s

0	1,00	1569,80	4582,29	OK	782,05	22,37	2 ϕ 10c	21,46 cm
---	------	---------	---------	----	--------	-------	--------------	----------

5.1.1 Dimensionamento do bloco das estacas

Resumo dos esforços em serviço no topo do bloco

h pilar = 2,00 m Ac= 0,63585 m²
 Ø pilar= 0,90 m

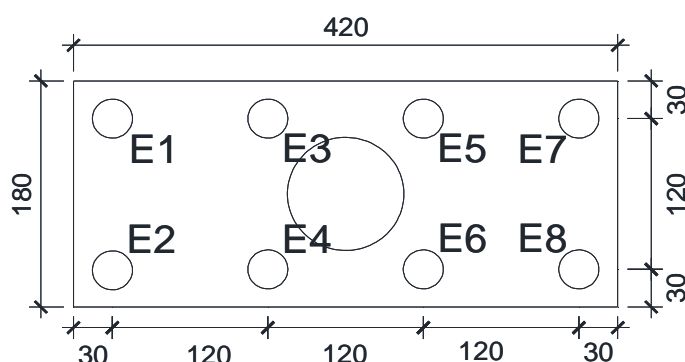
Rg1= 608,36 kN Rp(1/1)= 803,39 kN Rp(1/2)= 622,21 kN
 Rg2= 285,40 kN Mt(1/1) = 309,14 kNm Mt(1/2) = 516,25 kNm
 Mtg = 509,00 kN

FTv= 27,07 kN
 Ff= 66,64 kN
 Ft= 20,01 kN
 Fc= 31,50 kN
 FLe= 52,19 kN

Peso próprio da travessa = 93,00 kN

Peso próprio do pilar = 31,79 kN

Peso próprio do bloco = 226,80 kN



Distâncias entre estacas

Número de estacas = 8

eh1= 1,20 m
 eh2= 1,20 m
 eh3= 1,20 m

L bloco= 4,20 m
 B bloco= 1,80 m
 h bloco= 1,20 m

ev= 1,20 m

	XCr	YCr	XCr ²	XCR/ΣXCr ²	YCr ²	YCR/ΣYCr ²
Estaca P1	-1,80	0,60	3,24	-0,1250	0,36	0,2083
Estaca P2	-1,80	-0,60	3,24	-0,1250	0,36	-0,2083
Estaca P3	-0,60	0,60	0,36	-0,0417	0,36	0,2083
Estaca P4	-0,60	-0,60	0,36	-0,0417	0,36	-0,2083
Estaca P5	0,60	0,60	0,36	0,0417	0,36	0,2083
Estaca P6	0,60	-0,60	0,36	0,0417	0,36	-0,2083
Estaca P7	1,80	0,60	3,24	0,1250	0,36	0,2083
Estaca P8	1,80	-0,60	3,24	0,1250	0,36	-0,2083
				0,0000		0,0000
		ΣXCr ² =	14,40	ΣyCr ² =	2,88	

Esforços para ponte totalmente carregada

Para o bloco em questão temos:

$$\begin{aligned} R_v &= 2048,74 \text{ kN} & M_{\text{long}} &= 541,53 \text{ kNm} \\ H_{\text{long}} &= 138,85 \text{ kN} & M_{\text{trans}} &= 1046,55 \text{ kNm} \\ H_{\text{trans}} &= 58,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pilotes	V	MT r	ML r	R_{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	256,09	-130,82	112,82	238,09
P2	256,09	-130,82	-112,82	12,46
P3	256,09	-43,61	112,82	325,30
P4	256,09	-43,61	-112,82	99,67
P5	256,09	43,61	112,82	412,52
P6	256,09	43,61	-112,82	186,88
P7	256,09	130,82	112,82	499,73
P8	256,09	130,82	-112,82	274,09

Reações máximas e mínimas em serviço

$$\begin{aligned} R_{\text{max}} &= 499,73 \text{ kN} \\ R_{\text{min}} &= 12,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

Esforços para a Ponte metade carregada

Para o bloco em questão temos:

$$\begin{aligned} R_v &= 1867,56 \text{ kN} & M_{\text{long}} &= 541,53 \text{ kNm} \\ H_{\text{long}} &= 138,85 \text{ kN} & M_{\text{trans}} &= 1253,66 \text{ kNm} \\ H_{\text{trans}} &= 58,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

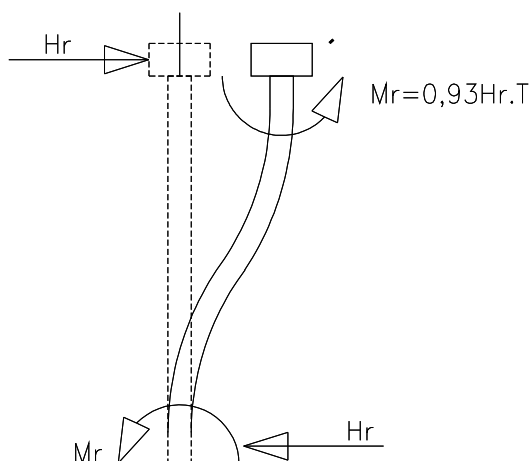
Pilotes	V	MT r	ML r	R_{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	233,45	-156,71	112,82	189,56
P2	233,45	-156,71	-112,82	-36,08
P3	233,45	-52,24	112,82	294,03
P4	233,45	-52,24	-112,82	68,39
P5	233,45	52,24	112,82	398,50
P6	233,45	52,24	-112,82	172,86
P7	233,45	156,71	112,82	502,97
P8	233,45	156,71	-112,82	277,33

Reações máximas e mínimas em serviço

$$\begin{aligned} R_{\text{max}} &= 502,97 \text{ kN} \\ R_{\text{min}} &= -36,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.1.2 Dimensionamento da estacas

O momento na estaca devido aos esforços horizontais vale:



Adotada estaca raiz com $\Phi = 31,00 \text{ cm}$

$$T = \text{Raiz}5(EJ/nh)$$

$$nh = 0,25 \text{ kgf/cm}^3$$

$$E = 3,00E+05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\Phi = 31,00 \text{ cm}$$

$$J = 4,53E+04 \text{ cm}^4$$

$$T = 140,31$$

$$Ls = 1,7T = 245,54 \text{ cm}$$

$$R_{\text{max}} = 502,97 \text{ kN/estaca}$$

$$R_{\text{min}} = -36,08 \text{ kN/estaca}$$

$$H_{\text{long}} = 17,36 \text{ kN}$$

$$H_{\text{transv}} = 7,32 \text{ kN}$$

$$H_r = 18,84 \text{ kN}$$

$$M_{\text{estaca}} = 24,58 \text{ kNm/estaca}$$

dimensionamento será feito utilizando os ábacos de Gimenes&Montoya

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,31 \text{ m} \\ A_c &= 0,0754 \text{ m}^2 \\ A_c.fcd &= 1347,12 \text{ kN} \\ A_c.\Phi.fc &= 417,61 \text{ kNm} \\ A_c.fcd / f_{yd} &= 30,97 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 25,00 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 17857,14 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yd} &= 43,50 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \nu &= V / A_c.fc = 0,523 & R_{\text{max}} &= 502,97 & R_{\text{min}} &= -36,08 \\ \mu &= M / A_c.\Phi.fc = 0,082 & & & & \\ \omega &= 0,100 & & & & \end{aligned}$$

$$A_s = 3,10 \text{ cm}^2 \quad 0,41\%$$

$$A_s(\text{min}) = 1,0\% A_c = 7,5 \text{ cm}^2$$

5.1.3 Dimensionamento das armaduras do bloco

Armadura longitudinal

O esforço máximo nas estacas vale:

$$R = 502,97 \text{ kN}$$

$$h_{\text{pilar}} = 0,90 \text{ m}$$

$$H_b = 1,20 \text{ m}$$

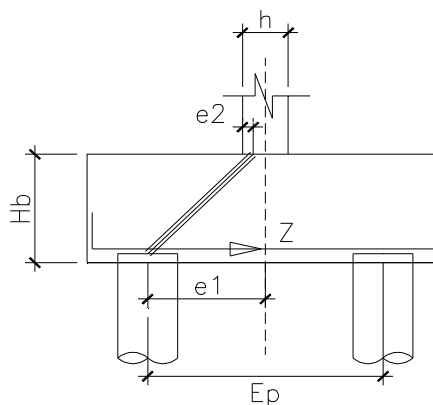
$$E_p = 1,20 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,60 \text{ m}$$

$$e_2 = h/4 = 0,23 \text{ m}$$

$$Z = R (e_1 - e_2) / (H_b - 0,15) =$$

$$Z_{\text{max}} = 171,47 \text{ kN}$$



$A_s = 5,52 \text{ cm}^2$
 Distribuindo as armaduras ao longo do blocotemos:
 $A_s/s = 5,93 \text{ cm}^2/\text{m}$

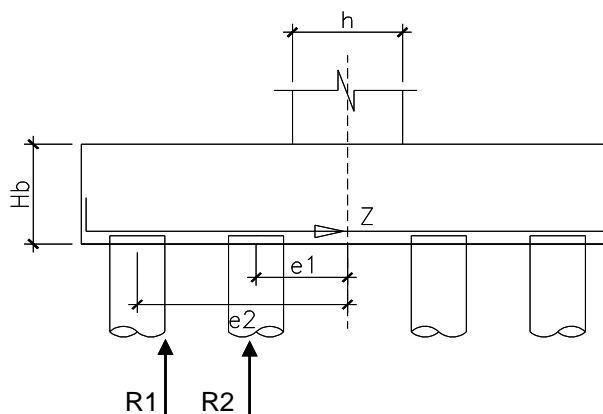
Adoptaremos

$\varnothing = 12,5$	cada	0,21 cm
$\varnothing = 16$	cada	0,34 cm

Armadura transversal

O esforço máximo nas estacas vale:

$R_1 =$	780,30 kN
$R_2 =$	599,40 kN
$h =$	0,90 m
$H_b =$	1,20 m
$e_1 =$	0,60 m
$e_2 =$	1,80 m
$e_2 = h/4 =$	0,23 m



$M_d = 2035,26 \text{ kNm}$

$k_{md} = 0,044$ $k_z = 0,90$

$A_s = 47,26 \text{ cm}^2$

$A_s/s = 26,26 \text{ cm}^2/\text{m}$

Adoptaremos

$\varnothing = 20$	cada	0,12 cm
$\varnothing = 25$	cada	0,19 cm

5.1.4

Análise de capacidade de carga de estacas

(de acordo com o apresentado no 3º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia – julho de 1996 – São Paulo)

$$Pr = a \cdot N_p \cdot A_p + b \cdot N_L \cdot A_L$$

Onde:

a parâmetro que depende do tipo de estaca e do tipo do solo;

b parâmetro que depende do tipo de estaca;

N_p valor médio do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 (um) diâmetro abaixo;

N_L valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca;

A_p área da ponta da estaca;

A_L área da lateral da estaca;

Tipos de estacas:

- (I) Estacas pré-moldadas de concreto e perfil metálico;
- (II) Estacas tipo Franki;
- (III) Estacas escavada a céu aberto;
- (IV) Estacas-raiz

TABELA 1Valores do parâmetro a (kN/m^2)

SOLO COM ($4 < \text{SPT} < 40$)	I	II	III	IV
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulho	440	380	310	290

TABELA 2Valores do parâmetro b (kN/m^2)

ESTACA TIPO	b (kN/m^2)
I	4
II	5
III	4
IV	6

Observando a tabela 2 conclui-se que o parâmetro b independe do tipo de solo ao longo do fuste da estaca.

Propõe-se a estimativa de capacidade de carga à compressão P_a utilizando-se os coeficientes de segurança em relação à ruptura do sistema estaca/solo constante na tabela 3.

TABELA 3

Carga admissível e Coeficiente de Segurança

ESTACA TIPO	P_a = Carga admissível
I	$P_a = P_R / 2$
II	$P_a = P_R / 2$
III	$P_a = [(P_p / 4) + (P_L / 1,5)]$
IV	$P_a = P_R / 2$

Adotaremos estaca Raiz $\Phi = 31,0$ cm

Carga na estaca = 502,97 kN

Diâmetro da estaca = 31,00 cm

Área de ponta = 0,0754 m^2

Perímetro = 0,97 m

comprimento da estaca=	7,00 m
a adotado =	260,0 kN/m ²
b adotado =	6,0 kN/m ²
N _p =	20,0 G/30cm
N _L =	20,0 G/30cm

Carga de rotura da es **$Pr = a \cdot N_p \cdot A_p + b \cdot N_L \cdot A_L$**

PL =	817,7 kN	67,6%
PP =	392,3 kN	32,4%
PR=	1209,9 kN	
Pa =	604,97 kN	

Pexistente 502,97 kN **OK**

verificação pelo método David Cabral

Pelas sondagens rotativas realizadas nas cabeceiras do rio temos:

A1 - Rocha pouco alterada
F2 - Medianamente fraturada
C2 - Coerente e riscável

$$QR = A_p \cdot Q_p + \sigma_L \cdot U \quad Q_{adm} = QR/FS$$

$$FS = 2$$

$$fck = 20,0 \text{ MPa}$$

$$\text{Diâmetro das estacas} = 31,0 \text{ cm}$$

$$\text{Área das estacas } AP = 0,075 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro das estacas } U = 0,973 \text{ m}$$

$$\text{Resistência de Ponta} \quad \sigma_P = \beta_p \times \sigma_c < 0,4fck < 8,0 \text{ MPa}$$

$$\text{Resistência por atrito} \quad \sigma_L = fck/15 \text{ ou } \sigma_L = 0,035 \cdot \sigma_P$$

Para os parâmetros de rocha encontrado, temos

Resistência de Ponta

$$\beta_p = 0,48$$

Rocha pouco alterada a sã.

$$\sigma_c = 70,00 \text{ MPa}$$

Rochas Ígneas e metafóricas

$$\sigma_P = \left\{ \begin{array}{l} 0,4fck = 8,00 \text{ MPa} \\ 8 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 8,00 \text{ MPa} \\ \beta_P \cdot \sigma_C = 33,6 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad AP \cdot \sigma_P = 603,508 \text{ kN}$$

Resistência por atrito

$$\sigma_L \leq \left\{ \begin{array}{l} fck/15 = 1,33 \text{ MPa} \\ 1,33 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,33 \text{ MPa} \\ 0,035 \sigma_P = 0,28 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad U \cdot \sigma_L = 681,38 \text{ kN}$$

$$QR = 1284,89 \text{ kN}$$

Para o comprimento enterrado em rocha, temos:

$$Le_{\text{mínimo}} = 4 \times D = 1,24 \text{ m}$$

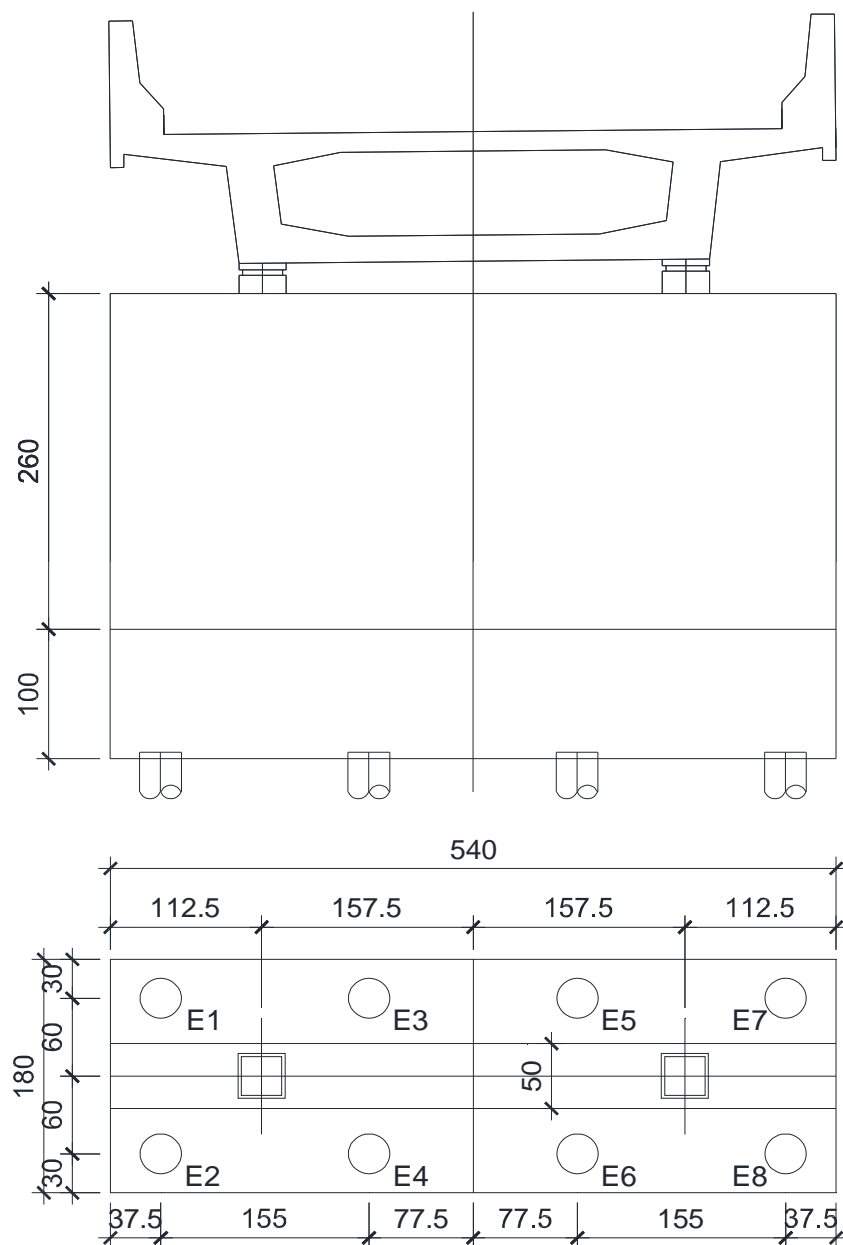
$$\text{Adotado } Le = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Carga máxima nas estacas} = 502,97 \text{ kN}$$

OK

$$\text{Carga admissível} = 642,44 \text{ kN}$$

5.2 Pilar P2



Na base do pilar temos:

$$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 21428,57 \text{ kN/m}^2$$

$$h_{\text{travessa}} = 0,00 \text{ m}$$

$$h_{\text{pilar}} = 2,60 \text{ m}$$

$$A_p = 0,50 \text{ m}$$

$$B_p = 5,40 \text{ m}$$

$$\text{Área trav} = 0 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso próprio da travessa} = 0,00 \text{ kN}$$

$$\text{Peso próprio do pilar} = 175,50 \text{ KN}$$

Reações da super estrutura

Rg1=	608,36 kN	Rp(1/1)=	803,39 kN	Rp(1/2)=	622,21 kN
Rg2=	285,40 kN	Mt(1/1) =	309,14 kNm	Mt(1/2) =	516,25 kNm
Mtg =	509,00 kNm				

F _{Tv} =	38,03 kN	Empuxo no pilar	
F _f =	68,36 kN		
F _t =	20,01 kN	p =	15,60 kN/m ²
F _c =	31,50 kN		
F _{Le} =	52,19 kN	E =	109,50 kN

Os esforços de dimensionamento são:

Rdmax(1/1)=	2648,59 kN	Rdmin(1/1)=	2098,85 kN
Rdmax(1/2)=	2376,82 kN	Rdmin(1/2)=	1827,08 kN
Hd long=	240,97 kN	Hd long=	240,97 kN
Hd transv=	92,89 kN	Hd transv=	92,89 kN
Mdlong =	495,07 kNm	Mdlong =	495,07 kNm
Mdtransv=	1392,38 kNm	Mdtransv=	1703,04 kNm

Dimensionamento para Rdmax= 2648,59 kN

Md _{long} =	495,07 kNm	e ₀ L =	0,187 m
M _{transv} =	1392,38 kNm	e ₀ T =	0,526 m

Excentricidades adicionais

ea _{long} =	0,020 m
ea _{transv} =	0,180 m

Excentricidades de 2ª ordem

h pilar =	2,60 m		
Ap =	0,50 m	Ap =	2,70 m ²
Bp =	5,40 m		

fck=	30,0 MPa
fcd =	21428,57 kN/m ²
fck =	500,0 MPa
fyk =	43,48 kN/cm ²

Jlong =	0,0563 m ⁴	i _{long} =	0,144338
Jtransv =	6,5610 m ⁴	i _{transv} =	1,558846

le _{long} =	5,20 m	λ long=	36,03
le _{transv} =	5,20 m	λ transv =	3,34

$$e_2 = 1/r (le^2/10)$$

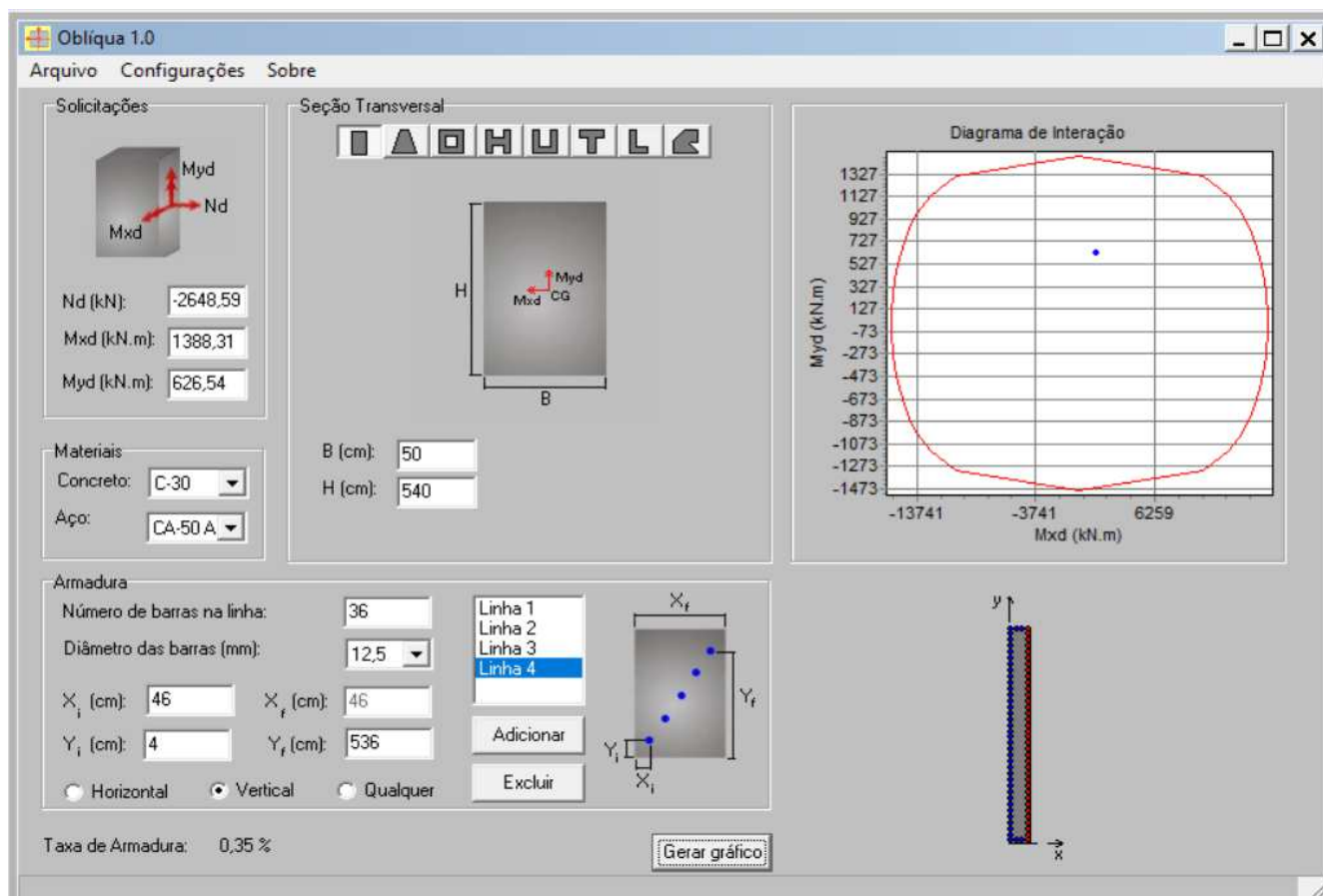
$$\nu = Nd/Ac fcd = 0,50$$

1/r long =	0,010	e _{2long} =	0,027 m
1/r transv =	0,001	e _{2transv} =	0,000 m

Os valores de dimensionamento são:

Hipótese 1	Hipótese 2	$A_{s_{min}} = \begin{cases} 108,00 \text{ cm}^2 \\ 9,14 \text{ cm}^2 \end{cases}$
$N_d = 2648,59 \text{ kNm}$	$N_d = 2648,59 \text{ kNm}$	
$M_{d_{long}} = 619,66 \text{ kNm}$	$M_{d_{long}} = 495,07 \text{ kNm}$	
$M_{d_{transv}} = 1392,38 \text{ kNm}$	$M_{d_{transv}} = 1869,12 \text{ kNm}$	

Hipótese 1



Hipótese 2

Solicitações:

Nd (kN): -2648,59
Mxd (kN.m): 1865,05
Myd (kN.m): 501,95

Materiais:

Concreto: C-30
Aço: CA-50 A

Seção Transversal:

B (cm): 50
H (cm): 540

Armadura:

Número de barras na linha: 36
Diâmetro das barras (mm): 12,5

X_i (cm): 46 X_f (cm): 46
Y_i (cm): 4 Y_f (cm): 536

☐ Horizontal ☒ Vertical ☐ Qualquer

Taxa de Armadura: 0,35 %

Diagrama de Interação:

Myd (kN.m) vs Mxd (kN.m)

Dimensionamento para $R_{dmin} = 1827,08 \text{ KN}$

$M_{d\text{long}} = 495,07 \text{ kNm}$ $e_{0L} = 0,271 \text{ m}$

$M_{d\text{transv}} = 1703,04 \text{ kNm}$ $e_{0T} = 0,932 \text{ m}$

Excentricidades adicionais

$ea_{\text{long}} = 0,020 \text{ m}$

$ea_{\text{transv}} = 0,180 \text{ m}$

Excentricidades de 2ª ordem

$h_{\text{ pilar}} = 2,60 \text{ m}$

$Ap = 0,50 \text{ m}$

$Bp = 5,40 \text{ m}$

$Ap = 2,70 \text{ m}^2$

$J_{\text{long}} = 0,0563 \text{ m}^4$

$J_{\text{transv}} = 6,5610 \text{ m}^4$

$i_{\text{long}} = 0,144338$

$i_{\text{transv}} = 1,558846$

$le_{\text{long}} = 5,20 \text{ m}$

$le_{\text{transv}} = 5,20 \text{ m}$

$\lambda_{\text{long}} = 36,03$

$\lambda_{\text{transv}} = 3,34$

$e_2 = 1/r (le^2/10)$

$\nu = Nd/Ac f_{cd} = 0,50$

$1/r_{\text{long}} = 0,010$

$1/r_{\text{transv}} = 0,001$

$e_{2\text{long}} = 0,027 \text{ m}$

$e_{2\text{transv}} = 0,000 \text{ m}$

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$

$f_{cd} = 21428,57 \text{ kN/m}^2$

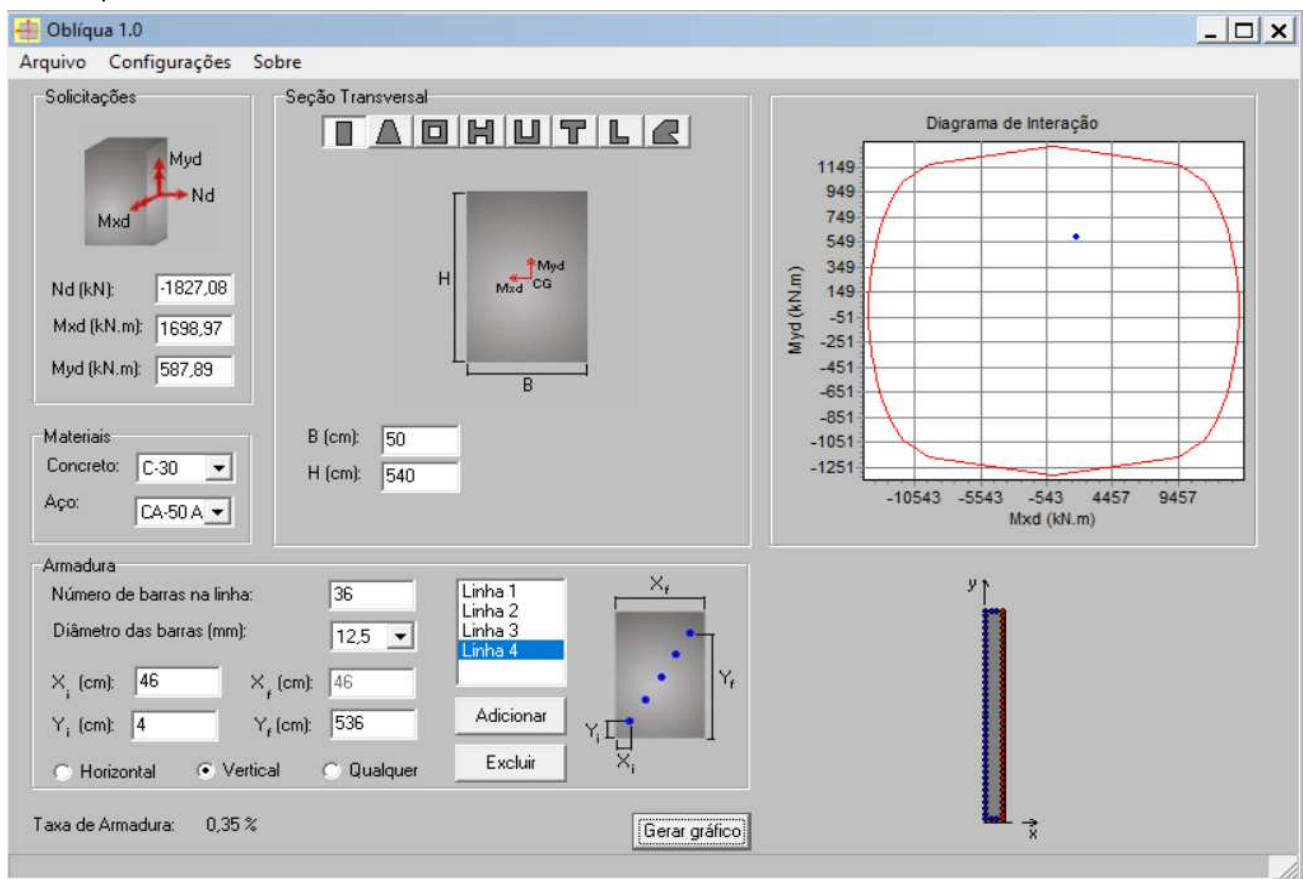
$f_{ck} = 500,0 \text{ MPa}$

$f_{yk} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$

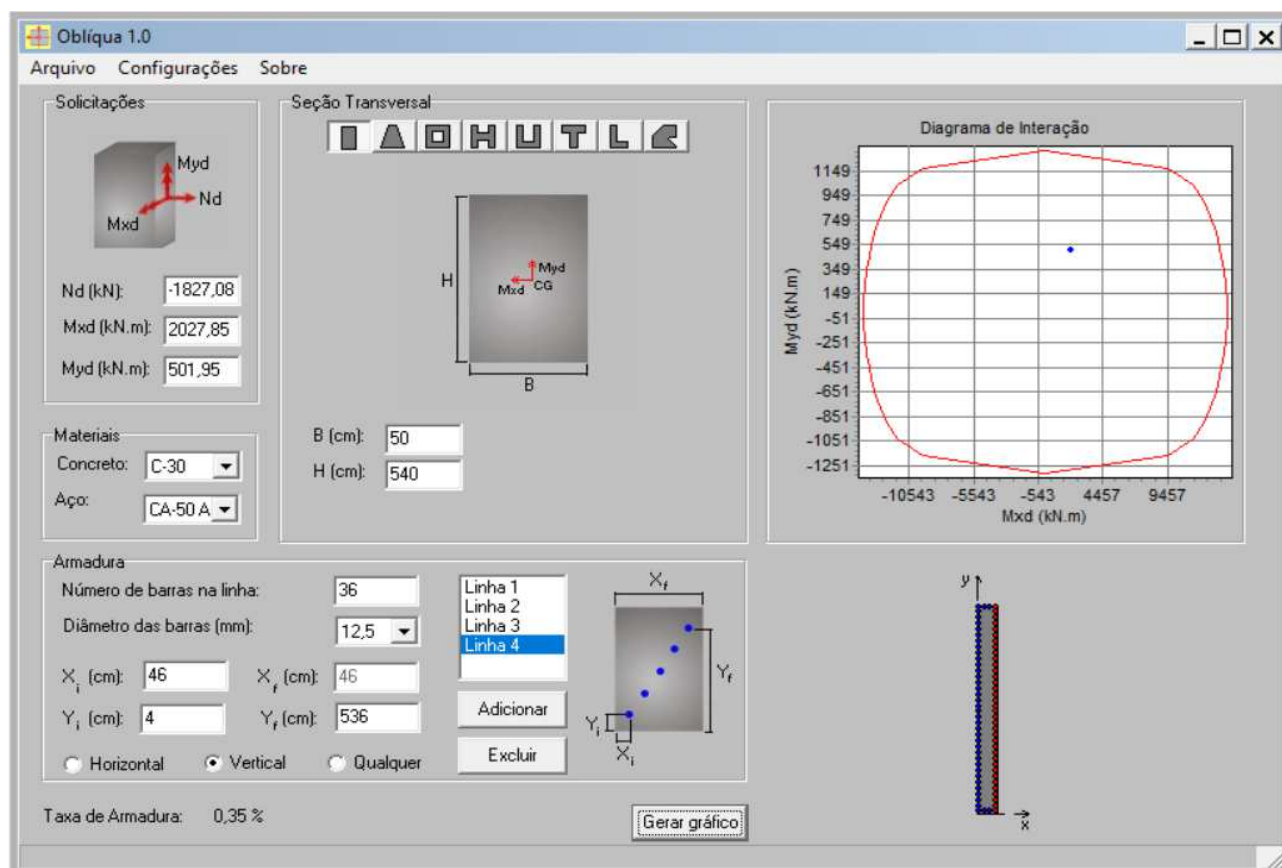
Os valores de dimensionamento são:

Hipótese 1	Hipótese 2	$A_{s_{min}} = \left\ \begin{array}{l} 108,00 \text{ cm}^2 \\ 6,30 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$
$N_d = 1827,08 \text{ kNm}$	$N_d = 1827,08 \text{ kNm}$	
$M_{d_{long}} = 581,02 \text{ kNm}$	$M_{d_{long}} = 495,07 \text{ kNm}$	
$M_{d_{transv}} = 1703,04 \text{ kNm}$	$M_{d_{transv}} = 2031,92 \text{ kNm}$	

Hipótese 1



Hipótese 2



5.2.1 Dimensionamento do bloco das estacas

Resumo dos esforços em serviço no topo do bloco

h pilar = 2,60 m $A_c = 2,7 \text{ m}^2$

Ap = 0,50 m

Bp = 5,40 m

Rg1 = 608,36 kN

Rp(1/1) = 803,39 kN

Rp(1/2) = 622,21 kN

Rg2 = 285,40 kN

Mt(1/1) = 309,14 kNm

Mt(1/2) = 516,25 kNm

Mtg = 509,00 kN

FTv = 38,03 kN

Empuxo no pilar

Ff = 68,36 kN

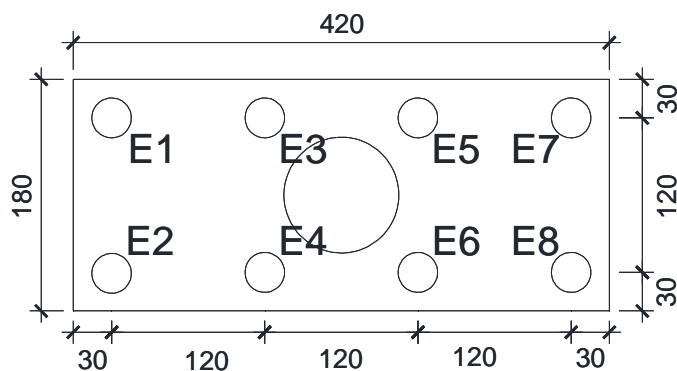
Ft = 20,01 kN

p = 15,6 kN/m²

Fc = 31,50 kN

FLe = 52,19 kN

E = 109,5



Peso próprio da travessa = 0,00 kN

Peso próprio do pilar = 175,50 kN

Peso próprio do bloco = 189,00 kN

Distâncias entre estacas

eh1= 1,20 m

eh2= 1,20 m

eh3= 1,20 m

ev= 1,20 m

Número de estacas = 8

L bloco= 4,20 m

B bloco= 1,80 m

h bloco= 1,00 m

	XCr	YCr	XCr ²	XCr/ΣXCr ²	YCr ²	YCr/ΣYCr ²
Estaca P1	-1,80	0,60	3,24	-0,1250	0,36	0,2083
Estaca P2	-1,80	-0,60	3,24	-0,1250	0,36	-0,2083
Estaca P3	-0,60	0,60	0,36	-0,0417	0,36	0,2083
Estaca P4	-0,60	-0,60	0,36	-0,0417	0,36	-0,2083
Estaca P5	0,60	0,60	0,36	0,0417	0,36	0,2083
Estaca P6	0,60	-0,60	0,36	0,0417	0,36	-0,2083
Estaca P7	1,80	0,60	3,24	0,1250	0,36	0,2083
Estaca P8	1,80	-0,60	3,24	0,1250	0,36	-0,2083
				0,0000		0,0000
		ΣXCr ² =	14,40	ΣyCr ² =	2,88	

Esforços para ponte totalmente carregada

Para o bloco em questão temos:

R_v = 2061,65 kN

H_{long} = 250,07 kN

H_{trans} = 69,53 kN

M_{long} = 710,44 kNm

M_{trans} = 1068,46 kNm

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr _T ²	Σr _L ²	
P1	257,71	-133,56	148,01	272,16
P2	257,71	-133,56	-148,01	-23,86
P3	257,71	-44,52	148,01	361,19
P4	257,71	-44,52	-148,01	65,18
P5	257,71	44,52	148,01	450,23
P6	257,71	44,52	-148,01	154,22
P7	257,71	133,56	148,01	539,27
P8	257,71	133,56	-148,01	243,26

Reações máximas e mínimas em serviço

$$\begin{aligned} R_{\max} &= 539,27 \text{ kN} \\ R_{\min} &= -23,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

Esforços para a Ponte metade carregada

Para o bloco em questão temos:

$$\begin{aligned} R_v &= 1880,47 \text{ kN} & M_{\text{long}} &= 710,44 \text{ kNm} \\ H_{\text{long}} &= 250,07 \text{ kN} & M_{\text{trans}} &= 1275,57 \text{ kNm} \\ H_{\text{trans}} &= 69,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

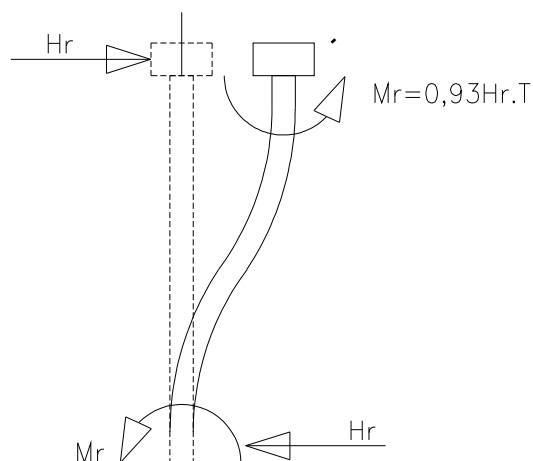
Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	235,06	-159,45	148,01	223,62
P2	235,06	-159,45	-148,01	-72,40
P3	235,06	-53,15	148,01	329,92
P4	235,06	-53,15	-148,01	33,90
P5	235,06	53,15	148,01	436,22
P6	235,06	53,15	-148,01	140,20
P7	235,06	159,45	148,01	542,51
P8	235,06	159,45	-148,01	246,50

Reações máximas e mínimas em serviço

$$\begin{aligned} R_{\max} &= 542,51 \text{ kN} \\ R_{\min} &= -72,40 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.2.2 Dimensionamento da estacas

O momento na estaca devido aos esforços horizontais vale:



Adotada estaca raiz com $\Phi = 31,00 \text{ cm}$

$$T = \text{Raiz}5(EJ/nh)$$

$$nh = 0,50 \text{ kgf/cm}^3$$

$$E = 3,00E+05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\varnothing = 31,00 \text{ cm}$$

$$J = 4,53E+04 \text{ cm}^4$$

$$T = 122,14$$

$$L_s = 1,7T = 213,75 \text{ cm}$$

$$R_{\max} = 542,51 \text{ kN/estaca}$$

$$R_{\min} = -72,40 \text{ kN/estaca}$$

$$H_{\text{long}} = 31,26 \text{ kN}$$

$$H_{\text{transv}} = 8,69 \text{ kN}$$

$$H_r = 32,44 \text{ kN}$$

$$M_{\text{estaca}} = 36,85 \text{ kNm/estaca}$$

dimensionamento será feito utilizando os ábacos de Gimenes&Montoya

$\varnothing =$	0,31 m	$f_{ck} =$	25,00 MPa
$A_c =$	0,0754 m ²	$f_{cd} =$	17857,14 kN/m ²
$A_c \cdot f_{cd} =$	1347,12 kN	$f_{yd} =$	43,50 kN/cm ²
$A_c \cdot \varnothing \cdot f_c =$	417,61 kNm		
$A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} =$	30,97 cm ²		

	R_{max}	R_{min}
$\nu = V / A_c \cdot f_c =$	0,564	-0,075
$\mu = M / A_c \cdot \varnothing \cdot f_c =$	0,124	0,124
$\omega =$	0,200	0,300

$$A_s = 9,29 \text{ cm}^2 \quad 1,23\%$$

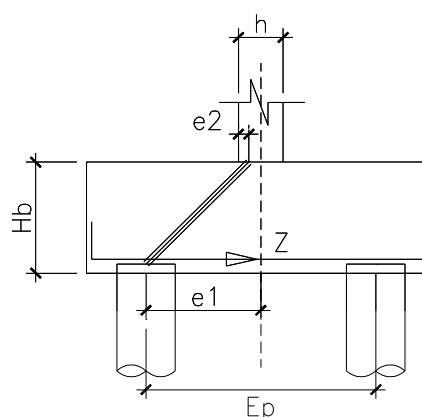
$$A_{s(min)} = 1,0\% A_c = 7,5 \text{ cm}^2$$

5.2.3 Dimensionamento das armaduras do bloco

Armadura longitudinal

O esforço máximo nas estacas vale:

$R =$	542,51 kN
$A_p =$	0,50 m
$H_b =$	1,00 m
$E_p =$	1,20 m
$e_1 =$	0,60 m
$e_2 = h/4 =$	0,13 m



$$Z = R (e_1 - e_2) / (H_b - 0,15) =$$

$Z_{max} =$	286,33 kN
$A_s =$	9,22 cm ²

$$A_s/s = 14,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptaremos

$\varnothing =$	12,5	cada	0,08 cm
$\varnothing =$	16	cada	0,13 cm

5.2.4 Análise de capacidade de carga de estacas

(de acordo com o apresentado no 3º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia – julho de 1996 – São Paulo)

$$Pr = a \cdot N_p \cdot A_p + b \cdot N_L \cdot A_L$$

Onde:

a parâmetro que depende do tipo de estaca e do tipo do solo;

b parâmetro que depende do tipo de estaca;

N_p valor médio do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 (um) diâmetro abaixo;

N_L valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca;

A_p área da ponta da estaca;

A_L área da lateral da estaca;

Tipos de estacas:

- (I) Estacas pré-moldadas de concreto e perfil metálico;
- (II) Estacas tipo Franki;
- (III) Estacas escavada a céu aberto;
- (IV) Estacas-raiz

TABELA 1

Valores do parâmetro a (kN/m^2)

SOLO COM (4 < SPT < 40)	I	II	III	IV
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulho	440	380	310	290

TABELA 2Valores do parâmetro b (kN/m²)

ESTACA TIPO	b (kN/m ²)
I	4
II	5
III	4
IV	6

Observando a tabela 2 conclui-se que o parâmetro b independe do tipo de solo ao propõe-se a estimativa de capacidade de carga à compressão P_a utilizando-se os

TABELA 3

Carga admissível e Coeficiente de Segurança

ESTACA TIPO	P_a = Carga admissível
I	$P_a = P_R / 2$
II	$P_a = P_R / 2$
III	$P_a = [(P_P / 4) + (P_L / 1,5)]$
IV	$P_a = P_R / 2$

Adotaremos esatca Raiz F= 41,0 cm

Carga na estaca = 542,51 kN

Diâmetro da estaca = 41,00 cm

Área de ponta= 0,1320 m²

Perímetro = 1,29 m

comprimento da estaca= 7,00 m

a adotado = 260,0 kN/m²

b adotado = 6,0 kN/m²

N_p = 20,0 G/30cm

N_L = 20,0 G/30cm

Carga de rotura da es **$P_r = a \cdot N_p \cdot A_p + b \cdot N_L \cdot A_L$**

PL = 1081,4 kN 61,2%

PP = 686,2 kN 38,8%

PR= 1767,6 kN

Pa = 883,80 kN

Pexistente 542,51 kN **OK**

verificação pelo método David Cabral

Pelas sondagens rotativas realizadas nas cabeceiras do rio temos:

A1 - Rocha pouco alterada

F2 - Medianamente fraturada

C2 - Coerente e riscável

$QR = A_p \cdot Q_p + \sigma_l \cdot U$ $Q_{adm} = QR/FS$

FS = 2 fck = 20,0 MPa

Diâmetro das estacas = 31,0 cm

Área das estacas A_p = 0,075 m²

Perímetro das estacas U = 0,973 m

Resistência de Ponta $\sigma_p = \beta_p \times \sigma_c < 0,4fck < 8,0 \text{ MPa}$

Resistência por atrito $\sigma_L = f_{ck}/15$ ou $\sigma_L = 0,035 \cdot \sigma_P$

Para os parâmetros de rocha encontrado, temos

Resistência de Ponta

$\beta_p = 0,48$ Rocha pouco alterada a sã.
 $\sigma_c = 70,00$ MPa Rochas Ígneas e metafóricas

$$\sigma_P = \left\{ \begin{array}{l} 0,4f_{ck} = 8,00 \text{ MPa} \\ 8 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 8,00 \text{ MPa} \\ P \cdot \sigma_C = 33,6 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} AP \cdot \sigma_P = 603,508 \text{ kN} \\ \end{array}$$

Resistência por atrito

$$\sigma_L \leq \left\{ \begin{array}{l} f_{ck}/15 = 1,33 \text{ MPa} \\ 1,33 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,33 \text{ MPa} \\ 0,035 \sigma_P = 0,28 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} U \cdot \sigma_L = 681,38 \text{ kN} \\ \end{array}$$

$$QR = 1284,89 \text{ kN}$$

Para o comprimento enterrado em rocha, temos:

Le mínimo = $4 \times D = 1,24 \text{ m}$

Adotado Le = $2,5 \text{ m}$

Carga máxima nas estacas = $542,51 \text{ kN}$

OK

Carga admissível = $642,44 \text{ kN}$

6. - Verificação dos aparelhos de apoio

Pilar P1=P2

$R_{\max} = 1121,29 \text{ kN}$ $n^\circ \text{ de camadas} = 3$ $G_{\text{neoprene}} = 1000,0 \text{ kN/m}^2$
 $R_{\min} = 416,24 \text{ kN}$
 $a_o = 0,30 \text{ m}$ $\varepsilon_{\text{cam}} = 0,01 \text{ m}$ $E_{\text{neoprene}} = 3000,0 \text{ kN/m}^2$
 $b_o = 0,40 \text{ m}$

A verificação será feita segundo Topaloff

A tensão normal máxima vale:

$$\sigma_{\max} = 9344,07 \text{ kN/m}^2$$

OK

$$\sigma_{\text{adm}} = 10000,00 \text{ kN/m}^2$$

A tensão normal mínima vale:

$$\sigma_{\min} = 3468,63 \text{ kN/m}^2$$

OK

$$\sigma_{\text{adm}} = 2000,00 \text{ kN/m}^2$$

As tensões tangenciais devidos aos esforços Normal, Horizontal e Rotacional valem

$$\tau_N = k_2 \cdot (\varepsilon/a_0) \cdot \sigma b =$$

$$k_2 = 4,00 \quad (\text{aparelhos retangulares})$$

$$\tau_N = 1245,876 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_H = H/Ac_0 =$$

	Temp.	Frenagem	Empuxo	Centrífuga	Vento	
H=	20,01	66,64	52,19	0,00	27,07	(kN)

$$H_r = 138,85 \text{ kN}$$

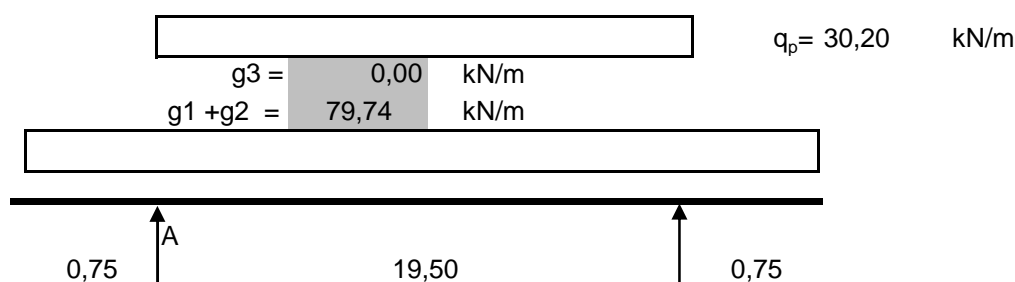
$$\tau_H = 1157,11 \text{ kN/m}^2 \leq 3 \times G \quad \mathbf{OK}$$

$$\tau_\alpha = k_3 \cdot (a_0/\varepsilon)^2 \cdot E \cdot \alpha / n =$$

$$k_3 = 0,16 \quad (\text{aparelhos retangulares})$$

Podemos avaliar a rotação α dos apoios na viga A (mais desfavorável) em:

$$3 \times R_p = 469,8 \text{ kN}$$



$$J_v = 0,0000 \text{ m}^4$$

$$E = 3,5E+07 \text{ kN/m}^2$$

$$J(v+laje) = 0,2721 \text{ m}^4$$

Momentos em A devidos a $(g_1 + g_2)$ e g_3

$$M(g_1+g_2) = -22,43 \text{ kNm}$$

$$Mg_3 = 0,00 \text{ kNm}$$

rotação	$g_1 + g_2$	g_3	R_p	q_p	$\alpha (g+p)_{\text{total}}$
α	0,0025	0,0000	0,0012	0,0010	0,0047 rad

Devido a protensão temos:

120cor Ø=12,7 na tensão de(155-20%155kN/cm²)

$$N_{p100} = 15083,00 \text{ kN}$$

$$y_{cg} = 0,580 \text{ m}$$

$$M_{p100} = -6711,94 \text{ kNm}$$

$$\alpha_{\text{prot}} = -0,0068 \text{ rad}$$

A rotação total vale: -0,0021 rad

A tensão tangencial levando em consideração a protensão vale:

$$\tau_\alpha = 306,90 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 2709,88 \text{ kN/m}^2 \leq 5G \quad \mathbf{OK}$$

A distorção do aparelho de apoio vale

Para cargas permanentes

$\Sigma H_{\text{long}} =$	72,21 kN	$H_R =$	77,1	kN
$\Sigma H_{\text{trans}} =$	27,07 kN			
$kn =$	8000.00 kN/m	$\delta n =$	0,010	m

$\psi_n = 0,32 < 0,7$ OK

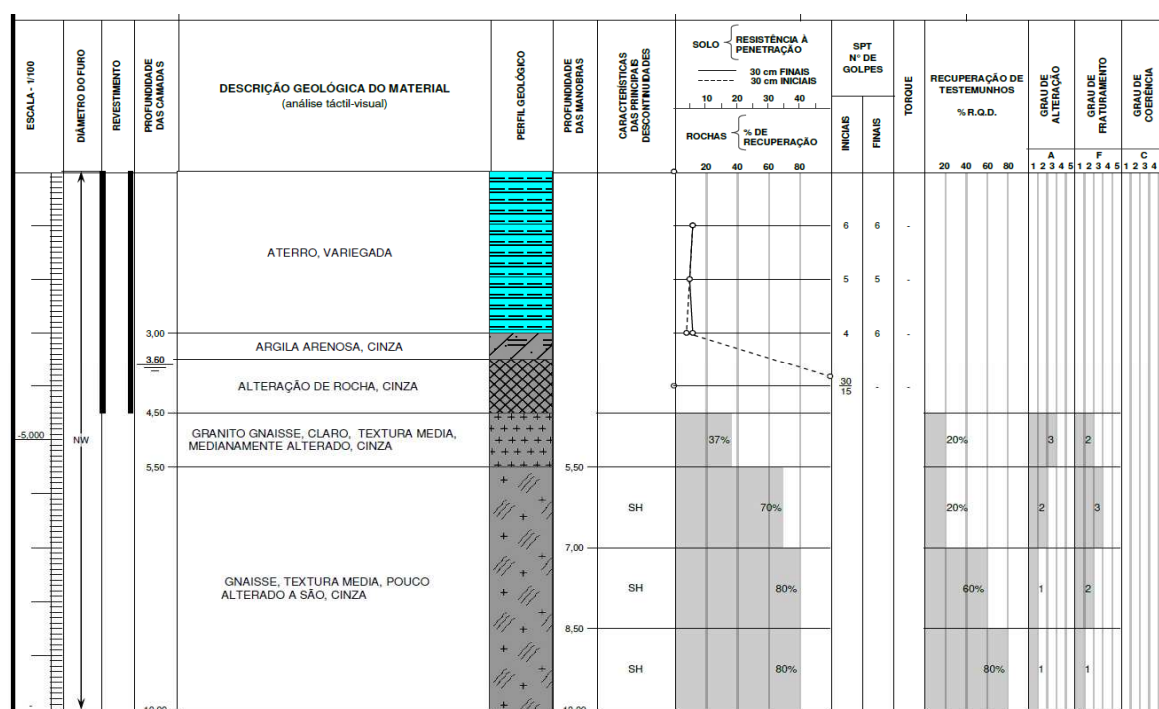
Para cargas permanentes e de curta duração

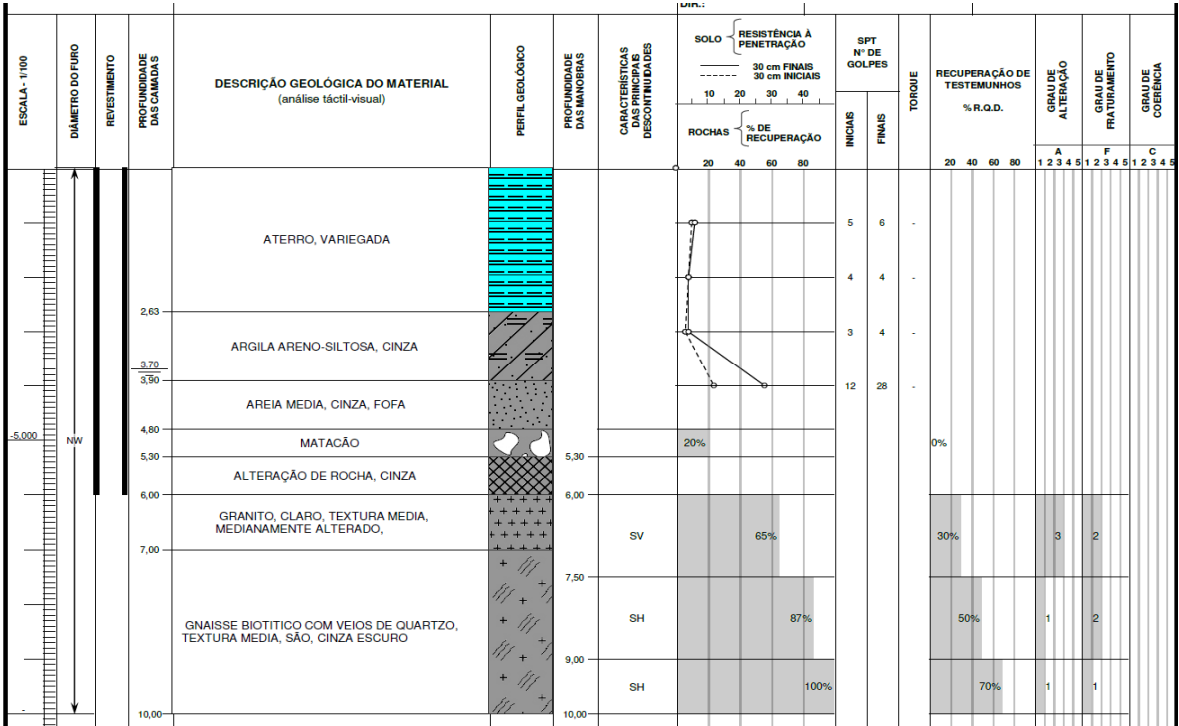
$$\begin{array}{lcl} \Sigma H_{\text{long}} = & 138,85 \text{ kN} & \\ \Sigma H_{\text{trans}} = & 27,07 \text{ kN} & \end{array} \quad H_R = \quad 141,5 \quad \text{kN}$$

$$\delta n = 0,018 \text{ m}$$

$\psi_n = 0,59 < 1,2$ OK

7 - Sondagens





FIM