METRÔ - DF	ENGEVIX	CODIFICAÇÃO ENGEVIX P00160/00-NF-MC-1104

SETOR	SAMAMBAIA – RA XII
ENDEREÇO	EST.2996
PROPRIETÁRIO	METRÔ - DF
AUTOR DO PROJETO	RICARDO LIMA DE MELLO
RESPONSÁVEL TÉCNICO	

METRÔ - DF

RICARDO LIMA DE MELLO — CREA N° 0601856341/SP

METRÔ - DF

UNIDADE DE CONSTRUÇÃO	PASSARELA PASSAGEM - ÁREA PARA PEDESTRE
LOCAL	SAMAMBAIA
ESPECIALIDADE / SUBESPECIALIDADE	ESTRUTURA/ ESTRUTURA DE CONCRETO
TIPO/ ESPECIFICAÇÃO DO DOCUMENTO	MEMORIAL DE CÁLCULO – EST.2996
AREA DE CONST.	
CODIFICAÇÃO	MC.4/80.7G/G2.002
REVISÃO	0

VISTO	
DATA	19/02/2014
APROVADO	
DATA	25/02/2014
ESCALA	
ETAPA DO PROJ.	BÁSICO
N MICROFILME	
FOLHA	01/16

0	APROVADO CONFORME PARECER Nº0076/14-TEN	25/02/14	AFM	PAF	RLM		
0	EMISSÃO INICIAL	19/02/14	AFM	PAF	RLM		
N°	MODIFICAÇÃO	DATA	FEITO	VISTO	APROVO	DATA	APROVO
		CONTRATADA				**METRÔ - DF**	
R E V I S Õ E S							

METRÔ DF

DIMENSIONAMENTO DA PASSARELA PASSAGEM - ÁREA PARA PEDESTRE - SAMAMBAIA

PROJETO DE ESTRUTURA
PROJETO BÁSICO

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 5
2 MATERIAIS E CARGAS RECOMENDADAS 5
2.1 MATERIAIS 5
2.2 PESO ESPECÍFICO DOS MATERIAIS UTILIZADOS: 5
3 NORMAS, BIBLIOGRAFIA E SOFTWARES 5
3.1 NORMAS: 5
3.2 BIBLIOGRAFIAS: 6
3.3 SOFTWARES: 6
4 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES 7
4.1 PASSARELA 7

1 INTRODUÇÃO

Este documento tem por finalidade apresentar o dimensionamento das estruturas de concreto das passarelas de pedestre do Trecho de Samambaia do MDF.

2 MATERIAIS E CARGAS RECOMENDADAS

2.1 Materiais

Classe de agressividade ambiental conforme NBR6118/2007 → Classe II

Concreto estrutural:

fck ≥ 30 MPa

Concreto magro: fck ≥ 10 MPa

Aço CA50: fyk ≥ 500 MPa

Aço CA60: fyk ≥ 600 MPa

Cobrimento das armaduras: C.A. (fundação): 4,0 cm

C.A. (pedestais): 3,0 cm

OBS: C.A. = Componentes e elementos de concreto armado.

2.2 Peso específico dos materiais utilizados:

γ_c = 25,0 kN/m³ - Concreto Armado

γ_s = 78,5 kN/m³ - Aço

γ_{solo} = 18,0 kN/m³ - Solo

3 NORMAS, BIBLIOGRAFIA E SOFTWARES

Os projetos de estrutura de concreto deverão atender às seguintes Normas, práticas complementares e bibliografias:

3.1 Normas:

NBR-6118/2003 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento;

NBR-6120/1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edifícios - Procedimento;

NBR-6123/2013 – Forças devidas ao vento em edificações;

NBR-6122/2010 – Projeto e Execução de Fundações;

NBR-7480/2007 – Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado;

NBR-9062/2006 – Concreto de cimento portland – preparo, controle e recebimento - Procedimentos.

3.2 Bibliografias:

Montoya, P. J. – “Hormigon Armado”;

Sussekind, J. C. – “Curso de Concreto”;

Carvalho, R. C. e Figueiredo Filho, J. R. – “Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armando Segundo a NBR 6118:2003.”;

Hachich, W., Falconi F.F., Saes, J. L., Frota, R. G. Q, Carvalho C. S. e Niyama S. – Fundações – Teoria e Prática.

3.3 Softwares:

CAD/TQS – Versão 15.9;

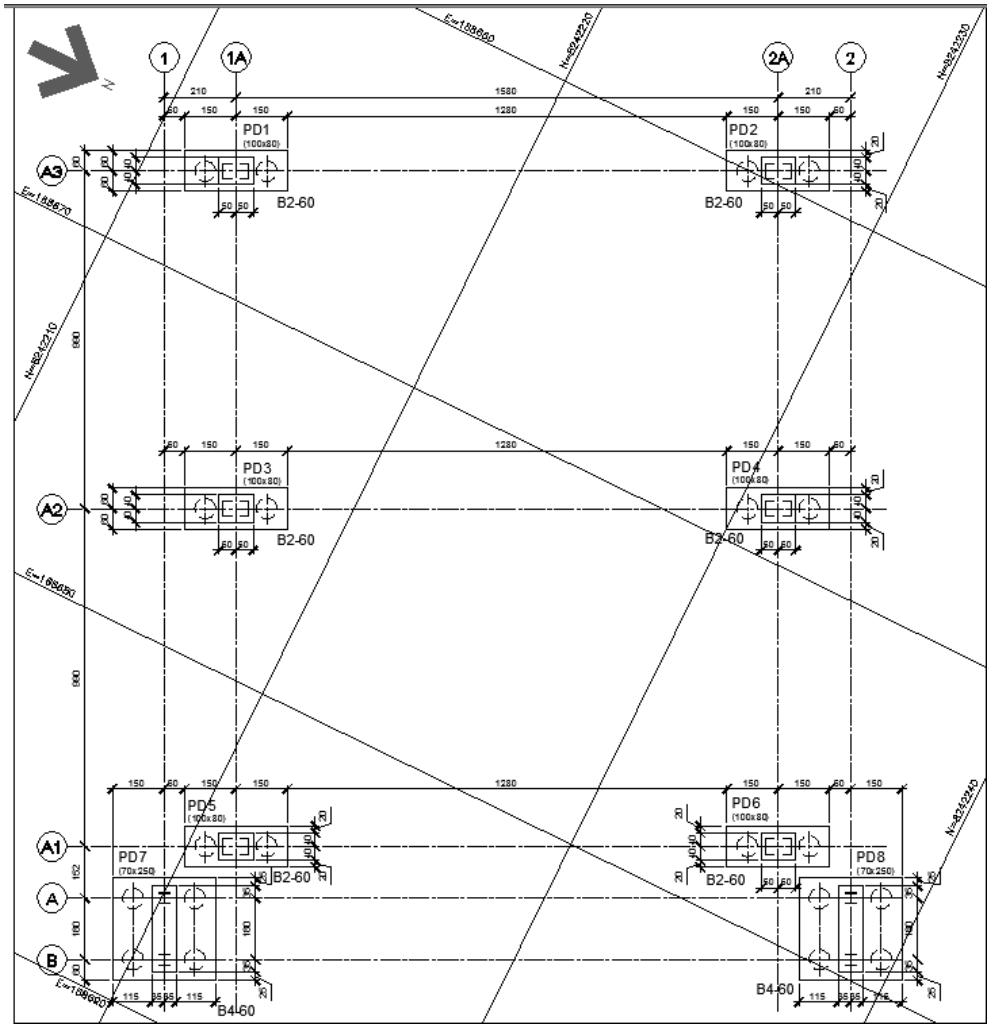
Ftool – Two Dimensional Frame Analysis Tool – Versão 2.11;

STRAP – Structural Analysis Programs 2012.

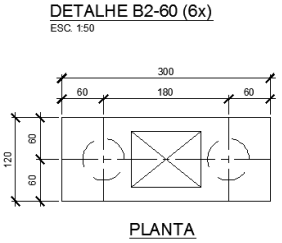
4 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

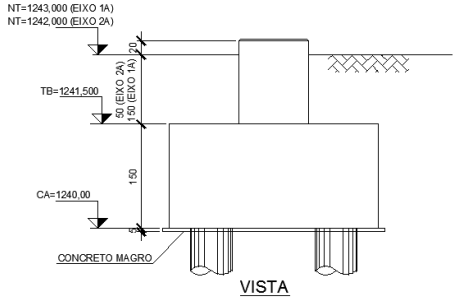
4.1 Passarela

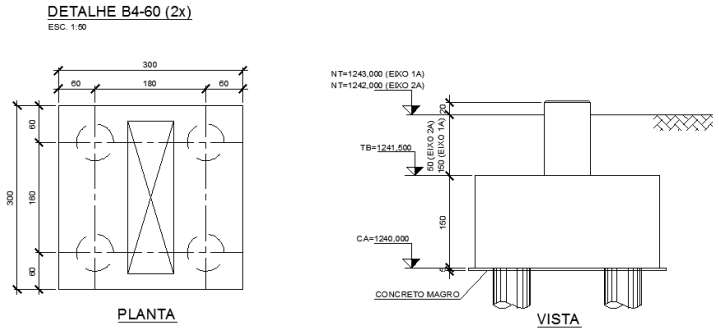
A seguir serão apresentados croquis da estrutura e o dimensionamento das principais peças estruturais:



Forma da Fundação







Detalhe do Bloco de Apoio

4.1.1 Verificação das Estacas

Pedestal: 100x80

1. Pilar que se apoia na fundação

Pilar =	P02	Pedestal 100x80
Adicional =		

2. Bloco de Fundação

Bloco =	B2-60	

PP.BLOCO (Fz) =	13,50	tf - Peso próprio do bloco
PP. TERRA (Fz) =	7,56	tf - Peso próprio de terra

3. Reações Atuante nos Pilares:

Fz =	77,5	tf - Força Vertical
Mx =	0,0	tfm - Momento atuante em torno do eixo "x"
My =	21,3	tfm - Momento atuante em torno do eixo "y"

4. Reações Totais Atuante nos Pilares:

ΣFz =	98,6	tf - Força Vertical Total
Mx =	0,0	tfm - Momento atuante em torno do eixo "x"
My =	21,3	tfm - Momento atuante em torno do eixo "y"

5. Esforços nas Estacas:

Ne = 2 un. - Número de Estacas $Rest = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx \cdot yi}{\sum yi^2} \pm \frac{My \cdot xi}{\sum xi^2}$

Estaca	X (m)	Y (m)	X² (m²)	Y² (m²)	Reação (tf)	
1	-0,90	100,00	0,8	10000,0	37,4	Ok!
2	0,90	100,00	0,8	10000,0	61,1	Ok!
		Soma	1,6	20000,0		

6. Reação Máxima por Estacão Escavado

$R_{máx}$ = 95,0 tf - Reação máxima por estaca

Pedestal: 70x250

1. Pilar que se apoia na fundação

Pilar = P01 Pedestal 70x250

Adicional =

2. Bloco de Fundação

Bloco = B4-60

$PP._{BLOCO\ (Fz)}$ = 33,75 tf - Peso próprio do bloco

$PP._{TERRA\ (Fz)}$ = 19,58 tf - Peso próprio de terra

3. Reações Atuante nos Pilares:

Fz = 28,5 tf - Força Vertical

Mx = 5,5 tfm - Momento atuante em torno do eixo "x"

My = 0,0 tfm - Momento atuante em torno do eixo "y"

4. Reações Totais Atuante nos Pilares:

ΣFz = 81,8 tf - Força Vertical Total

Mx = 5,5 tfm - Momento atuante em torno do eixo "x"

My = 0,0 tfm - Momento atuante em torno do eixo "y"

5. Esforços nas Estacas:

Ne = 4 un. - Número de Estacas $Rest = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx \cdot yi}{\sum yi^2} \pm \frac{My \cdot xi}{\sum xi^2}$

Estaca	X (m)	Y (m)	X² (m²)	Y² (m²)	Reação (tf)	
1	-0,90	0,90	0,8	0,8	18,9	Ok!
2	0,90	0,90	0,8	0,8	18,9	Ok!
3	0,90	-0,90	0,8	0,8	22,0	Ok!
4	-0,90	-0,90	0,8	0,8	22,0	Ok!
		Soma	3,2	3,2		

6. Reação Máxima por Estacão Escavado

$R_{máx}$ = 95,0 tf - Reação máxima por estaca

4.1.2 Dimensionamento do pedestal

Pedestal: 70x250

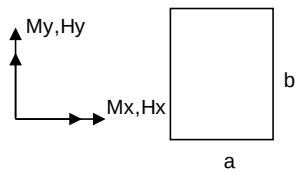
Do cálculo da estrutura metálica chegamos às reações apresentadas abaixo por pedestal:

N_k = 62,22 + 222,23 = 284,5 kN

M_k = 17,2 + 21,9 x 1,7 = 54,5 kN.m

Método do pilar padrão com curvatura aproximada

Dados:



Mx = Momento EM TORNO do eixo x
My = Momento EM TORNO do eixo y
Hx = Força horizontal no topo NA DIREÇÃO do eixo x
Hy = Força horizontal no topo NA DIREÇÃO do eixo y

Características geométricas:

a =	70,0	cm
b =	250,0	cm
Lo =	170,0	cm
Lex =	340,0	cm
Ley =	340,0	cm
λx =	4,7	
λy =	16,8	

Características dos materiais:

fck =	30	MPa
c =	4,0	cm
fyk =	500	MPa

OK!!!

Coeficientes:

γ_{fg} =	1,40
γ_{fq} =	1,40
γ_c =	1,40
γ_s =	1,15

Esforços solicitantes:

Nk =	285,0	kN
Mxk =	54,5	kN.m
Myk =	0,0	kN.m
Hx =	0,0	kN
Hy =	0,0	kN

momento inicial no topo do pilar

∴ Mx_{base} = 54,50 kN.m

∴ My_{base} = 0,00 kN.m

momento final na base do pilar

Dimensionamento:

$e1_x$ = 0,00 cm
$e1_y$ = 19,12 cm

$$\alpha b = 0{,}80 + 0{,}20 \cdot \frac{Mc}{Ma} \geq 0{,}85$$

Ma = Momento no engaste
Mc = Momento no meio do pilar

αb_x = 0,90
αb_y = 1,00

$$\lambda_1 = \frac{25 + \frac{12{,}5 \cdot e1}{h}}{\alpha b}$$

$\therefore$ $\lambda 1_x$ = 35,00
$\therefore$ $\lambda 1_y$ = 35,00

Como λx < $\lambda 1_x$ $\therefore$ Os efeitos locais de 2ª ordem PODEM ser desprezados

Como λy < $\lambda 1_y$ $\therefore$ Os efeitos locais de 2ª ordem PODEM ser desprezados

$$M1d,_{mín} = Nd \cdot (0{,}015 + 0{,}03 \cdot h)$$

M1d,mín,x = 35,91 kN.m
M1d,mín,y = 14,36 kN.m

$M_{1d,A\,(x)}$ = 76,30 kN.m
$M_{1d,A\,(y)}$ = 14,36 kN.m

$$\upsilon = \frac{Nd}{Ac \cdot fcd} = \mathbf{0{,}011}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0{,}005}{h \cdot (\upsilon + 0{,}5)} \leq \frac{0{,}005}{h} \quad \therefore \quad \frac{1}{r}(x) = \text{2,00E-05} \quad \frac{1}{r}(y) = \text{7,14E-05}$$

$$Md,tot = \alpha b \cdot M_{1d,A} + Nd \cdot \frac{le^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

$Md,tot(x)$ = 76,3 kN.m
$Md,tot(y)$ = 14,4 kN.m

$$\mu_x = \frac{Md,x}{Ac \cdot b \cdot fcd} = \mathbf{0{,}001}$$

$$\mu_y = \frac{Md,y}{Ac \cdot a \cdot fcd} = \mathbf{0{,}001}$$

$\therefore$ w = 0,00

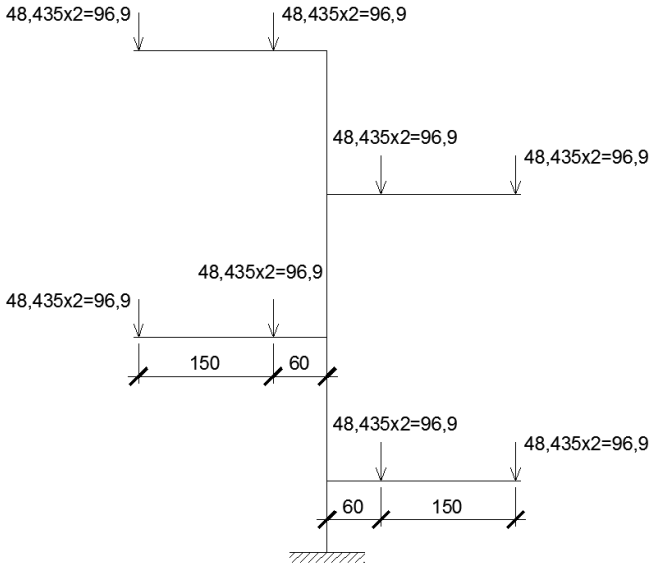
$$As = \frac{w \cdot Ac \cdot fcd}{fyd}$$

$$As,mín = \frac{0{,}15 \cdot Nd}{fyd} \geq 0{,}004 \cdot Ac = \text{70,00 cm²}$$

$\therefore$ **As = 70,00 cm²** adotado **60** **ϕ** **12,5**

Pedestal: 100x80

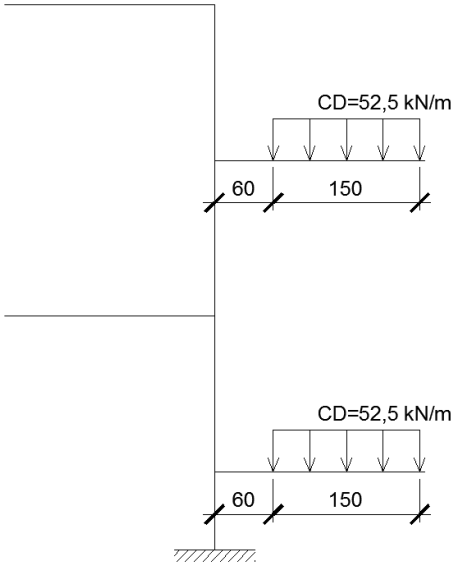
Do cálculo da estrutura metálica chegamos ao croqui apresentado abaixo, considerando a coluna metálica mais carregada:



Com isso chegamos a uma reação máxima vertical de 775 kN.

Para a situação de momento máximo iremos considerar o acesso carregado apenas de um lado:

CD = 5 x 10,50 = 52,5 kN/m



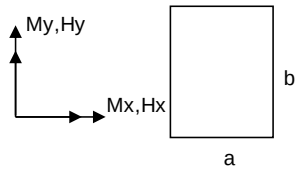
Nesta situação o momento máximo é de 213 kN.m.

N_k = 775 kN

M_k = 213 kN.m

Método do pilar padrão com curvatura aproximada

Dados:



Mx = Momento EM TORNO do eixo x
My = Momento EM TORNO do eixo y
Hx = Força horizontal no topo NA DIREÇÃO do eixo x
Hy = Força horizontal no topo NA DIREÇÃO do eixo y

Características geométricas:			Características dos materiais:			Coeficientes:	
a =	100,0	cm	fck =	30	MPa	γ_{fg} =	1,40
b =	80,0	cm	c =	4,0	cm	γ_{fq} =	1,40
Lo =	170,0	cm	fyk =	500	MPa	γ_c =	1,40
Lex =	340,0	cm				γ_s =	1,15
Ley =	340,0	cm					
λx =	14,7						
λy =	11,8						

OK!!!

Esforços solicitantes:

Nk =	775,0	kN						
Mxk =	0,0	kN.m	} momento inicial no topo do pilar					
Myk =	213,0	kN.m						
Hx =	0,0	kN	∴	Mx_{base} =	0,00	kN.m	} momento final na base do pilar	
Hy =	0,0	kN	∴	My_{base} =	213,00	kN.m		

Dimensionamento:

$e1_x$ = 27,48 cm
$e1_y$ = 0,00 cm

$$\alpha b = 0{,}80 + 0{,}20 \cdot \frac{Mc}{Ma} \geq 0{,}85$$

Ma = Momento no engaste
Mc = Momento no meio do pilar

αb_x = 1,00
αb_y = 0,90

$$\lambda_1 = \frac{25 + \frac{12{,}5 \cdot e1}{h}}{\alpha b}$$

∴ $\lambda 1_x$ = 35,00
∴ $\lambda 1_y$ = 35,00

Como λx < $\lambda 1_x$ ∴ Os efeitos locais de 2ª ordem PODEM ser desprezados

Como λy < $\lambda 1_y$ ∴ Os efeitos locais de 2ª ordem PODEM ser desprezados

$$M1d,_{mín} = Nd \cdot (0{,}015 + 0{,}03 \cdot h)$$

M1d,mín,x = 42,32 kN.m
M1d,mín,y = 48,83 kN.m

$M_{1d,A\,(x)}$ = 42,32 kN.m
$M_{1d,A\,(y)}$ = 298,20 kN.m

$$\upsilon = \frac{Nd}{Ac \cdot fcd} = \mathbf{0{,}063}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0{,}005}{h \cdot (\upsilon + 0{,}5)} \leq \frac{0{,}005}{h} \quad \therefore \quad \frac{1}{r}(x) = \text{6,25E-05} \quad \frac{1}{r}(y) = \text{5,00E-05}$$

$$Md,tot = \alpha b \cdot M_{1d,A} + Nd \cdot \frac{le^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

$Md,tot(x)$ = 42,3 kN.m
$Md,tot(y)$ = 298,2 kN.m

$$\mu_x = \frac{Md,x}{Ac \cdot b \cdot fcd} = \mathbf{0{,}003}$$

$$\mu_y = \frac{Md,y}{Ac \cdot a \cdot fcd} = \mathbf{0{,}017}$$

∴ w = 0,00 $\quad As = \frac{w \cdot Ac \cdot fcd}{fyd}$

$$As,mín = \frac{0{,}15 \cdot Nd}{fyd} \geq 0{,}004 \cdot Ac = \text{32,00 cm²}$$

∴ **As = 32,00 cm²** adotado **40** ϕ **10**

4.1.3 Dimensionamento do Bloco

B4-60

1.Dados Inicias:

f_{ck} =	30	MPa - Resistência caracteristica à compressão do concreto
f_y =	500	MPa - Resitência ao escoamento do aço da armadura passiva
ω_{min} =	0,035	Conforme Tabela 17.3 da NBR 6118:2003
f_{cd} =	21,43	MPa - Resistência de compressão de cálculo do concreto
f_{ctm} =	2,90	MPa - Resistência média à tração do concreto
$f_{ctk,inf}$ =	2,03	MPa - Resistência inferior à tração do concreto
f_{ctd} =	1,45	MPa - Resistência de cálculo à tração do concreto
f_{yd} =	434,78	MPa - Resistência de cálculo ao escoamento do aço
ρ_{min} =	0,173	% - Taxa mínima de armadura de flexão

2.Dimensão do bloco e pilar

NE =	4	un. - Número de estacas
ϕe =	60,0	cm - Diâmetro da estaca
DistX =	180,0	cm - Distância entre estacas em x
DistY =	180,0	cm - Distância entre estacas em y
FN =	380,0	tf - Força normal atuante no pilar
X_{bl} =	300,0	cm - Dimensão X do bloco
Y_{bl} =	300,0	cm - Dimensão Y do bloco
Alt =	150,0	cm - Altura do bloco
X_{pil} =	70,0	cm - Dimensão X do pilar
Y_{pil} =	250,0	cm - Dimensão Y do pilar
d_{mim} =	103,0	cm - altura útil mínima
d_{max} =	55,0	cm - altura útil máxima
d_{util} =	130,5	cm - Altura útil
Ang.X =	59,3	Ângulo da Biela Comprimida

3. Cálculos

PP =	33,8	tf - Peso próprio do bloco
FE =	413,8	tf - Força normal equivalente
F1 =	103,4	tf - Força normal por estaca
σ_{cdlim}=	405,0	kgf/cm² - Tensão Limite
$\sigma_{cd,bie,p}$=	49,4	kgt/cm² - Tensão da biela junto ao pilar **Ok!**
$\sigma_{cd,bie,e}$=	83,2	kgt/cm² - Tensão da biela junto a estaca **Ok!**

$A_{s\ prin\ X}$=	22,2	cm² - Armadura principal em x
$A_{s\ prin\ Y}$=	8,4	cm² - Armadura principal em y
S_{ecndX}=	11,1	cm² - Armadura Secundária na direção x
S_{ecndY}=	4,2	cm² - Armadura Secundária na direção y
L_{aterl}=	2,8	cm² - Armadura Lateral

B2-60

1.Dados Inicias:

f_{ck} =	30	MPa - Resistência caracteristica à compressão do concreto
f_y =	500	MPa - Resitência ao escoamento do aço da armadura passiva
ω_{min} =	0,035	Conforme Tabela 17.3 da NBR 6118:2003
f_{cd} =	21,43	MPa - Resistência de compressão de cálculo do concreto
f_{ctm} =	2,90	MPa - Resistência média à tração do concreto
$f_{ctk,inf}$ =	2,03	MPa - Resistência inferior à tração do concreto
f_{ctd} =	1,45	MPa - Resistência de cálculo à tração do concreto
f_{yd} =	434,78	MPa - Resistência de cálculo ao escoamento do aço
ρ_{min} =	0,173	% - Taxa mínima de armadura de flexão

2.Dimensão do bloco e pilar

NE =	2	un. - Número de estacas
ϕe =	60,0	cm - Diâmetro da estaca
DistX =	180,0	cm - Distância entre estacas
FN =	190,0	tf - Força normal atuante no pilar
X_{bl} =	300,0	cm - Dimensão X do bloco
Y_{bl} =	120,0	cm - Dimensão Y do bloco
Alt =	150,0	cm - Altura do bloco
X_{pil} =	100,0	cm - Dimensão X do pilar
Y_{pil} =	80,0	cm - Dimensão Y do pilar
d_{mim} =	65,0	cm - altura útil mínima
d_{max} =	92,3	cm - altura útil máxima
d_{util} =	130,5	cm - Altura útil
Ang.X =	63,5	Ângulo da Biela Comprimida

3. Cálculos

PP =	13,5	tf - Peso próprio do bloco
FE =	203,5	tf - Força normal equivalente
F1 =	101,8	tf - Força normal por estaca

σ_{cdlim}=	270,0	kgf/cm² - Tensão Limite	
$\sigma_{cd,bie,p}$=	49,8	kgt/cm² - Tensão da biela junto ao pilar	**Ok!**
$\sigma_{cd,bie,e}$=	75,5	kgt/cm² - Tensão da biela junto a estaca	**Ok!**