Pilares Curtos - Lâmbida < 40 - Carga Centrada

(Método do Eng.º Manoel H. C. Botelho - Método simplificado - verifi

Fck =	180	(kg/cm²)	
Aço CA	50B		
Pilar N.º	1		
Carga Vertical N =	66.00	(tf)	
Seção do Pilar ----------	Base (horizontal) =	30.00	
	Altura (vertical) =	30.00	
Informe o comprimento do pilar ---- lpilar =		2.30	

1) Cálculo do Lâmbida (Lam)

o menor lado do pilar	30.00	(cm)	maior lado
I = Lmaior x Lmenor3/12=	67500.00	(cm4)	
i = Raiz(I / Area) =	8.66		
Informe pela tabela o K em que estamos trabalhando--- K =			
Lfl = K x lpilar =	2.30	(m)	Lfl =
Lam = Lfl / i =	**26.56**	se Lam < 30	OK

2) Cálculo da Armadura As

gama n = 1 + 6/Lmenor =	1.20	este valor se for menor que	
Informe o gama n =	1.20		
Rôc = N(kgf) / Area (cm²) =	73.33	(kgf/cm²)	
Rôcd = 0,85 x Fck/1,4 =	109.29	(kgf/cm²)	
Informe o Rôsd (ver tabela)(kg/cm²) =	3500.00	(para CA50A	
T = gama n x 1,4 x Rôc - Rôcd / (Rôsd - Rôcd) =		0.0041036	
T (%) =	0.41	(%)	

As = T x Area =	**3.69**	(cm²)

3) Cálculo da Armadura mínima (As mín) este calculo é valido

1.º Critério Para Lam < 30

As min = 0,5% Ac =	**4.50**	(cm²)

2.º Critério

		Asccalc =	812.84
As = 0,8% Accalc =	**6.50**	(cm²)	
As min = 0,8% Ac =	**7.20**	(cm²)	

4) Cálculo dos Estribos (Ast)

		Informe fi do As (mm) =	
fi dos estribos = fi do As/4 =		**4.00**	(mm)
espaçamento do eAst =	**19.20**	(cm)	

5) Recomendações da Norma (NB1/78)

1.ª A menor dimenssão de um pilar deve ser maior que 20 cm e maic

dividido por 25 (lfl/25)	lfl/25 =	9.2	(cm)

2.ª Não deve ter um distanciamento maior que 40 cm entre uma bar longitudinal

3.ª A seção da armadura longitudinal deve estar entre 0,8% e 3% da

4.ª O diâmetro das barras da armadura longitudinal não deve ser me e os estribos no mínimo 5 mm

5.ª O espaçamento máximo dos estribos não ultrapassará 30 cm ou a menor seção do pilar.

- Roteiro

car excentricidades)

(cm)
(cm)
(m)

30.00 (cm)

1.00

230.00 (cm)

1,1 adote 1,1

- 4200 e 50B -3500)

quando T(%) < 0,8%

(cm²)

16.0
adotar acima deste valor

or que o lfl do pilar

ra e outra da armadura

seção do Pilar

nor que 10 mm

o comprimento da

Pilares Esbeltos - Lâmbida > 40 até 80 - Carga Ce

(Método do Eng.º Manoel H. C. Botelho - Método simplificado - verifi

Fck =	180	(kg/cm²)	
Aço CA	50A		
Pilar N.º	1		
Carga Vertical N =	85.00	(tf)	N=
Seção do Pilar ----------	Base (horizontal) =		25.00
	Altura (vertical) =		60.00
Informe o comprimento do pilar ---- lpilar =			2.80

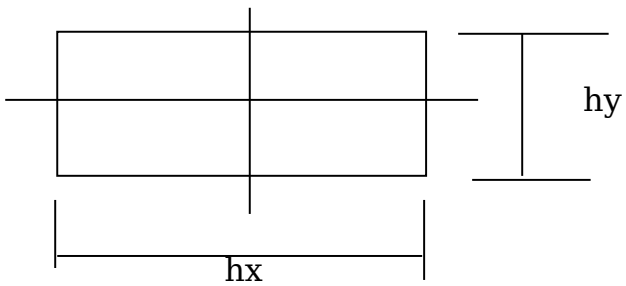
1) Cálculo do Lâmbida (Lam)

menor lado do pilar	25.00	(cm)	maior lado
I = Lmaior x Lmenor3/12=	78125.00	(cm4)	
i = Raiz(I / Area) =	7.22		

Informe pela tabela o K em que estamos trabalhando--- K =

Lfl = K x lpilar =	2.80	(m)	Lfl =
Lam = Lfl / i =	**38.80**	se 40 < Lam < 80 .....O	

2) Cálculo de Eax e Eay (excentricidades primeiras)



Eax > =	hx/30 =	0.83	(cm)	Para o menor acima desenh digite o valor
		2	(cm)	
Eay > =	hy/30 =	2.00	(cm)	**Ea (y ou x) =**

2	(cm)	

3) Cálculo do Momento de 1.ª Ordem

Fd (força de serviço) = N x 1,4 =	119.00	(tf)
M1d = Fd x Ea(y ou x) =	**5.03**	(tfxm)

4) Cálculo do Momento de 2.ª Ordem (causado pelo momento

Informe para o aço =	50A	qual é o respectivo Es =
		qual é o respectivo Fyd =

fcd = fck / 1,4 =	128.57	(kgf/cm²)
Ac = hx x hy =	1500.00	(cm²)
Ni = Fd / (Ac x fcd) =	0.74	Ni + 0,5 (>1) 1.24
1 / r = (0,0035 + (fyd/Es)) / ((Ni + 0,5) x h) =		0.017972
M2d = Fd x (lfl² / 10) x 1/r =	**1.6767**	(tfxm)

5) Cálculo do Momento de Projeto (Md)

Md = M1d + M2d =	6.71	(tf x m)	----------

6) Cálculo de (v) e (u) para entrar nas tabelas de pilares do I

M = Md/gama f =	479.32	(tf x cm)
F = Fd / gama f =	85.00	(tf)
v = (F/f) x F / Ac =	**0.823**	
u = (F/f) x (M/b x h²) =	**0.077**	

6.1) determ
Fck 150 Kgf
ferro nos 4 la
ferro nos 2 la
Fck 180 kgf
ferro nos 4 la
ferro nos 2 la

o (F/f) em qu

em função de (v) e (u) nas tabelas digite o valor encontrado da porc

(rô) % Armadura = 0.75 caso não tenh

Armadura mí

As = rô x b x h / 100 =	**11.25**	(cm²)

7) Cálculo da Armadura mínima (As mín)

Yn = 1 + 6/Lmenor =	1.24	se < 1,1 adote 1,1
Nd = N * 1,4 =	119000.00	
Tcd = 0,85 x (Fck/1,4) =	109.29	

Tsd (ver tabela) - tensão para o qual ocorre deformação à 0,2% (kgf/

Ac calc =	**1089.35**	(cm²)

As min = 0,8% x Ac calc =	**8.71**	(cm²)

As min = 0,8% x Ac =	**12.00**	(cm²)

8) Cálculo dos Estribos (Ast)

Informe fi do As (mm) =

fi dos estribos = fi do As/4 =	**4.00**	(mm)

espaçamento do eAst =	**19.20**	(cm)

9) Recomendações da Norma (NB1/78)

1.ª A menor dimenssão de um pilar de ve ser maior que 20 cm e mai

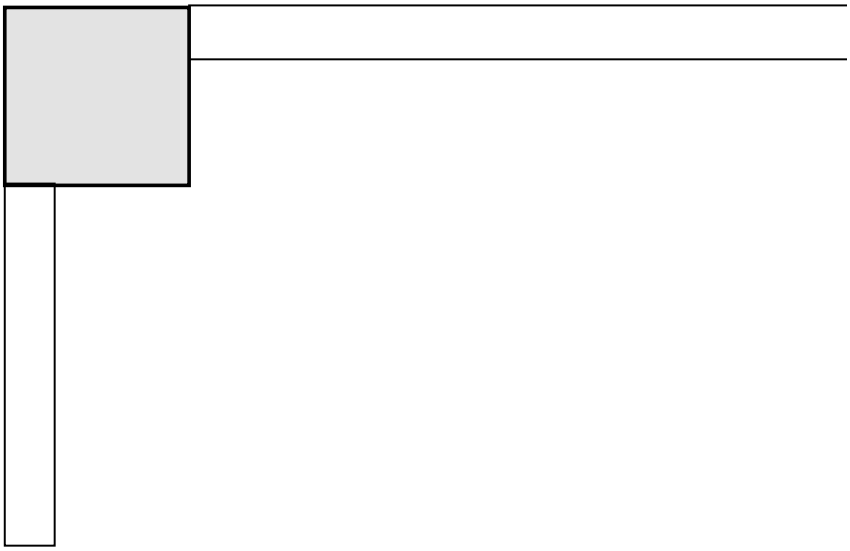
dividido por 25 (lfl/25)	lfl/25 =	11.2	(cm)

2.ª Não deve ter um distanciamento maior que 40 cm entre uma bar longitudinal

3.ª A seção da armadura longitudinal deve estar entre 0,8% e 3% da

4.ª O diâmetro das barras da armadura longitudinal não deve ser me e os estribos no mínimo 5 mm

5.ª O espaçamento máximo dos estribos não ultrapassará 30 cm ou a menor seção do pilar.



ntrada - Roteiro

car excentricidades)

85000.00	(kgf)

(cm)
(cm)
(m)

60.00 (cm)

1.00

280.00	(cm)

K

lado (no caso da figura
ada e o lado Y - Eay)
adotado do Ea(y ou x)

4.23 (cm)

0.0423	(m)

› de 1.ª ordem)

2,100,000.00	(kg/cm²)
4,350.00	(kgf/cm²)

Ni adotado =	1.24

(m^-1)

671.04	(tf x cm)

Eng.º Botelho

ninação do (F/f)

/ cm²	(F/f)
dos do pi.lar	14.53
dos maiores	14.53
/ cm²	
dos do pi.lar	12.11
dos maiores	12.11

estão é = 14.53

centagem de armadura

a valor calcule

nima

Yn adotado= 1.30

'cm²) = 4200.00

1.º Critério

2.º Critério

16.0

adotar acima deste valor

or que o lfl do pilar

ra e outra da armadura

área da seção do pilar

nor que 10 mm

o comprimento da

Memória de Cálculo





Memória de Cálculo

Pilares Curtos - Flexão Composta Oblíqua - Roteiro

(Método do Eng.º P. B. Fusco)

Pilares de Canto

Fck =	180	(kg/cm²)
Aço CA	50A	
Pilar N.º	1	

Carga Vertical N =	100.00	(tf)	N=

Seção do Pilar ----------	Base (horizontal) =	25.00
	Altura (vertical) =	60.00
Informe o comprimento do pilar ---- lpilar =		2.80

1) Cálculo do Lâmbida (Lam)

menor lado do pilar	25.00	(cm)	maior lado

I = Lmaior x Lmenor3/12=	78125.00	(cm4)
i = Raiz(I / Area) =	7.22	

Informe pela tabela o K em que estamos trabalhando--- K =

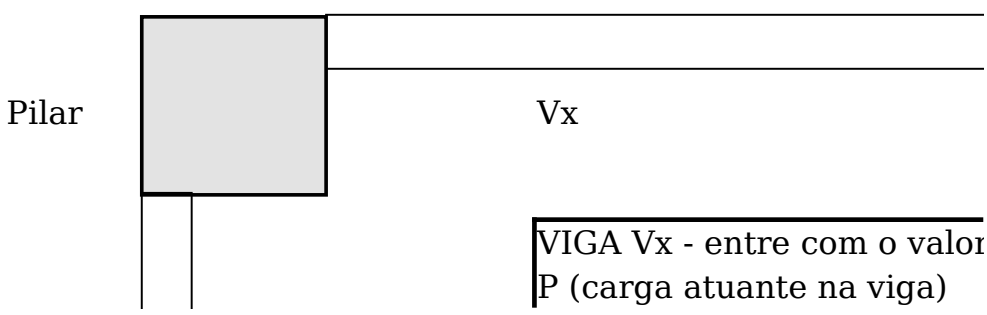
Lfl = K x lpilar =	2.80	(m)	Lfl =

Lam = Lfl / i =	**38.80**	se Lam < 40 .....OK

2) Cálculo dos MOMENTOS EFETIVOS ocasionados pelo engas
Pilares face as excentricidades existentes, PARA VERIFICAÇÃ(

2.1) Cálculo dos Momentos de Engastamento das vigas (considerarer

Viga Vx esta disposta na direção horizontal
Viga Vy esta disposta na direção vertical



VIGA Vx - entre com o valor
P (carga atuante na viga)

Memória de Cálculo



Vy

L (vão da viga)

VIGA Vy - entre com o valor
P (carga atuante na viga)
L (vão da viga)

Para a Viga Vx - temos: Momento de engastamento perfeito caso:

a viga esteja engastada na outra extremidade $M = PL^2/12$
a viga esteja apoiada na outra extremidade $M = PL^2/8$
Coloque o valor ao lado referente ao caso em questão: 2.25

Para a Viga Vy - temos: Momento de engastamento perfeito caso:

a viga esteja engastada na outra extremidade $M = PL^2/12$
a viga esteja apoiada na outra extremidade $M = PL^2/8$
Coloque o valor ao lado referente ao caso em questão: 2.25

2.2) Cálculo da rigidez do pilar quanto aos eixos x e y (rp,x) - (rp,y)

Dar os valores seguintes valores do pilar superior:

hy (altura do pilar) =	60.00	(cm)	
hx (base do pilar) =	25.00	(cm)	
Lfl (comprimento do pilar) =		2.80	(m)
rp,x = (hy x hx^3/12) / Lfl =		**279.02**	(cm^3)
rp,y = (hx x hy^3/12) / Lfl =		**1607.14**	(cm^3)

2.3) Cálculo da rigidez das vigas Vx e Vy

Vx entre com os dados solicitados			Vy entre com
b viga =	15.00	(cm)	b viga =
h viga =	50.00	(cm)	h viga =
L (vão) =	300.00	(cm)	L (vão) =
rviga,x =	520.83	(cm^3)	rviga,y =
	0.000520833	(m^3)	

2.4) Cálculo dos Momentos efetivos para os eixos x e y

Memória de Cálculo

Mk efetivo, x =	**0.87**	(tf x m)	Pegue o maio
			verificação no
Mk efetivo, y =	**1.45**	(tf x m)	

2.5) Majoração dos momentos efetivos (Midx e Midy)

Midx =	**1.22**	(tf x m)
Midy =	**2.03**	(tf x m)

3) Cálculo das Excentricidades Iniciais (eix e eiy)

3.1) direção x - eix = Midx / Nd =	**0.87**	(cm)
3.2) direção y - eiy = Midy / Nd =	**1.45**	(cm)

4) Cálculo das Excentricidades Acidentais (eax e eay)

4.1) direção x - eax >			4.2) direção y - eay >		
hx/30 =	0.83	(cm)	hy/30 =	2.00	
	2	(cm)		2	
eax =	2.00	(cm)	eay =	2.00	
adote o maior dos dois valores			adote o maior dos dois		

5) Disposição das excentricidades para o cálculo à Flaexão Co

Consideração de excentricidades somente na seção de topo do pilar

1.ª situação ..... acidental em x		2.ª situação ..... acidental
Ex = eix + eax =	2.87	Ex = eix =
Ey = eiy =	1.45	Ey = eiy + eay =
	(cm)	

6) Cálculo da Taxa de Armadura (w) para as duas situações

1.ª Situação		2.ª Situação	
Ni =	0.85	Ni =	0.85
mi(x)d=	0.10	mi(x)d=	0.03
mi(y)d=	0.02	mi(y)d=	0.05
(abaco) w =	0.44	(abaco) w =	0.30

Memória de Cálculo

informe a maior taxa de armadura W =	0.44	

7) Cálculo da Armadura (As) para a maior Taxa (w)

As = **19.51** (cm²)

8) Cálculo da Armadura mínima (As mín)

Yn = 1 + 6/Lmenor =	1.24	se < 1,1 adote 1,1
Nd = N * 1,4 =	140000.00	
Tcd = 0,85 x (Fck/1,4) =	109.29	

Tsd (ver tabela) - tensão para o qual ocorre deformação à 0,2% (kgf/

Ac calc =	**1212.19**	(cm²)

As min = 0,8% x Ac calc =	**9.70**	(cm²)

As min = 0,8% x Ac =	**12.00**	(cm²)	
As min = 0,8% x Ac =	**7.50**	(cm²)	p/ Lam < 30

9) Cálculo dos Estribos (Ast)

Informe fi do As (mm) =

fi dos estribos = fi do As/4 =	**2.50**	(mm)
espaçamento do eAst =	**12.00**	(cm)

10) Recomendações da Norma (NB1/78)

1.ª A menor dimenssão de um pilar de ve ser maior que 20 cm e mai

dividido por 25 (lfl/25)	lfl/25 =	11.2	(cm)

2.ª Não deve ter um distanciamento maior que 40 cm entre uma bar longitudinal

3.ª A seção da armadura longitudinal deve estar entre 0,8% e 3% da

4.ª O diâmetro das barras da armadura longitudinal não deve ser me

e os estribos no mínimo 5 mm
5.ª O espaçamento máximo dos estribos não ultrapassará 30 cm ou a menor seção do pilar.

Memória de Cálculo

100000.00	(kgf)

(cm)
(cm)
(m)

60.00 (cm)

1.00

280.00	(cm)

stamento das Vigas aos
O POSTERIOR (NB1/78)

nos 2 Vigas)

r de:
2.00 (tf/m)

Memória de Cálculo

3.00	(m)

de:

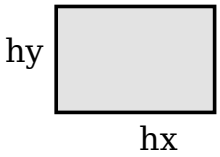
2.00	(tf/m)
3.00	(m)

1.50	(tfxm)
2.25	(tfxm)

(tfxm)

1.50	(tfxm)
2.25	(tfxm)

(tfxm)



0.00027902	(m^3)
0.00160714	(m^3)

os dados solicitados

15.00	(cm)
50.00	(cm)
300.00	(cm)

520.83	(cm^3)
0.000520833	(m^3)

Memória de Cálculo

r dos dois para
› sistrut

(cm)
(cm)
(cm)
s valores

nposta Oblíqua

em y

0.87
3.45
(cm)

Memória de Cálculo

Tsd (0,2)= 4350

Yn adotado= 1.24

'cm²) = 4350.00

1.º Critério

2.º Critério

10.0
adotar acima deste valor

or que o lfl do pilar

ra e outra da armadura

área da seção do pilar

nor que 10 mm

Memória de Cálculo

o comprimento da

Memória de Cálculo

Pilar Esbelto - Flexão Composta Oblíquoa - Roteiro

(Método do Eng.º P. B. Fusco)

Pilares de Canto

Fck =	180	(kg/cm²)	
Aço CA	50A		
Pilar N.º	1		
Carga Vertical N =	150.00	(tf)	N=
Seção do Pilar ----------	Base (horizontal) =		15.00
	Altura (vertical) =		80.00
Informe o comprimento do pilar ---- lpilar =			3.00

1) Cálculo do Lâmbida (Lam)

menor lado do pilar 15.00 (cm) maior lado

Consideração do lado que oferece menor inércia

I = Lmaior x Lmenor3/12=	22500.00	(cm4)
i = Raiz(I / Area) =	4.33	

Consideração do lado que oferece maior inércia

I = Lmenor x Lmaior3/12=	640000.00	(cm4)
i = Raiz(I / Area) =	23.09	

Informe pela tabela o K em que estamos trabalhando--- K =

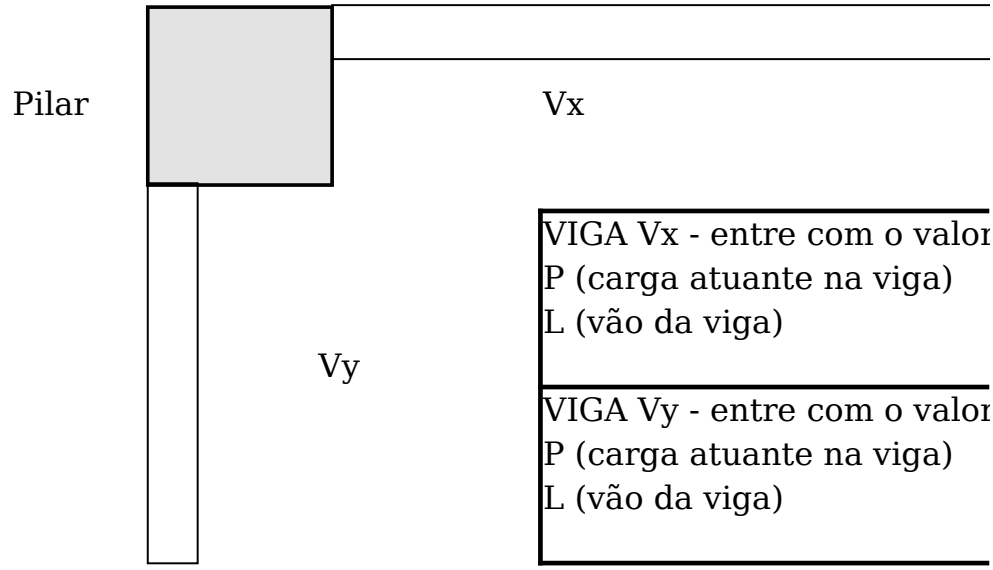
Lfl = K x lpilar =	3.00	(m)	Lfl =
Lam = Lfl / i =	**69.28**	Maior Lambida do Pilar	
Lfl = K x lpilar =	3.00	(m)	Lfl =
Lam = Lfl / i =	**12.99**	Menor Lambida do Pilar	

2) Cálculo dos MOMENTOS EFETIVOS ocasionados pelo engas
Pilares face as excentricidades existentes, PARA VERIFICAÇÃ(

2.1) Cálculo dos Momentos de Engastamento das vigas (considerarer

Viga Vx esta disposta na direção horizontal
Viga Vy esta disposta na direção vertical

Memória de Cálculo



Para a Viga Vx - temos:

caso a viga esteje engastada na outra extremidade	$M = PL^2/12$
caso a viga esteja apoiada na outra extremidade	$M = PL^2/8$
Coloque o valor ao lado referente ao caso em questão	1.13

Para a Viga Vy - temos:

caso a viga esteje engastada na outra extremidade	$M = PL^2/12$
caso a viga esteja apoiada na outra extremidade	$M = PL^2/8$
Coloque o valor ao lado referente ao caso em questão	1.13

2.2) Cálculo da rigidez do pilar superior quanto aos eixos x e y (rpsu

Dar os valores seguintes valores do pilar superior:

hy (pilar superior) =	80.00	(cm)
hx (pilar superior) =	15.00	(cm)
Lfl (comprimento do pilar superior) =	3.00	(m)

rpsup,x = (hy x hx^3/12) / Lfl =	**75.00**	(cm^3)
rpsup,y = (hx x hy^3/12) / Lfl =	**2133.33**	(cm^3)

2.3) Cálculo da rigidez do pilar inferior quanto aos eixos x e y (rpinf,

Dar os seguintes valores do pilar inferior:

hy (pilar inferior) =	80.00	(cm)
hx (pilar inferior) =	15.00	(cm)
Lfl (comprimento do pilar inferior) =	3.00	(m)

Memória de Cálculo

rpinf,x = (hy x hx^3/12) / Lfl =	**75.00**	(cm^3)
rpinf,y = (hx x hy^3/12) / Lfl =	**2133.33**	(cm^3)

2.4) Cálculo da rigidez das vigas Vx e Vy

Vx entre com os dados solicitados			Vy entre com
b viga =	15.00	(cm)	b viga =
h viga =	50.00	(cm)	h viga =
L (vão) =	300.00	(cm)	L (vão) =
rviga,x =	520.83	(cm^3)	rviga,y =
	0.000520833	(m^3)	

2.5) Cálculo dos Momentos efetivos para os eixos x e y

Mk efetivo, x =	**0.19**	(tf x m)
Mk efetivo, y =	**0.76**	(tf x m)

3) Cálculo dos Momentos efetivos Majorados (Midx e Midy)

Midx =	**0.27**	(tf x m)
Midy =	**1.06**	(tf x m)

4) Cálculo das Excentricidades Iniciais (eix e eiy)

4.1) direção x - eix = Midx / Nd =	**0.13**	(cm)
4.2) direção y - eiy = Midy / Nd =	**0.50**	(cm)

5) Cálculo das Excentricidades Acidentais (eax e eay)

5.1) direção x - eax >			5.2) direção y - eay >		
hx/30 =	0.50	(cm)	hy/30 =	2.67	
	2	(cm)		2	
eax =	2.00	(cm)	eay =	2.67	
adote o maior dos dois valores			adote o maior dos dois		

Memória de Cálculo

6) Cálculo das excentricidades de 2.ª ordem (e2x e e2y)

nid = Nd / (fcd x b x h) =	1.36	Entre com estes valores no
lfl / Lmenor =	20.00	
(do ábaco) e2 / h =	0.117	
e2x,y =	**1.76** (cm)	

7) Análise das situacões (ver àbacos de Flexão Composta Oblíqua)

Lambidas - Lam(maior)=	**69.28**		mi(a), x =
Lam(menor)=	**12.99**		mi(b), y =
			Ni =
Excentricidades (cm)	**Seção Intermediária** (Flexão comp. Reta)		Excntricid. total adotada para a dire-
e i x = **0.13**	1.ª Situação(direção X)		
e i y = **0.50**	x = ,052+1,76 = 1,8		ção em X
			0.1
e a x = **2.00**	w =	1.000	
e a y = **2.67**			Excntricid.
	2.ª Situação(direção Y, ya)		total adotada
e 2 x = **1.76**	y = 2		para a dire-
e 2 y = **1.76**			ção em y
	w =	0.550	3.2
TAXA DE ARMADURA ADOTADA..... w =			**1.000**

8) Cálculo da porcentagem de Armadura (rô) e cálculo da Arm

As = **35.47** (cm²)

9) Cálculo da Armadura mínima (As mín)

Yn = 1 + 6/Lmenor =	1.40	se < 1,1 adote 1,1
Nd = N * 1,4 =	210000.00	
Tcd = 0,85 x (Fck/1,4) =	109.29	

Tsd (ver tabela) - tensão para o qual ocorre deformação à 0,2% (kgf/

Ac calc =	**1818.29**	(cm²)	
As min = 0,8% x Ac calc =		**14.55**	(cm²)

Memória de Cálculo

As min = 0,8% x Ac =	**9.60**	(cm^2)

10) Cálculo dos Estribos (Ast)

	Informe fi do As (mm) =	
fi dos estribos = fi do As/4 =	**6.25**	(mm)
espaçamento do eAst =	**30.00**	(cm)

11) Recomendações da Norma (NB1/78)

1.ª A menor dimenssão de um pilar de ve ser maior que 20 cm e mai dividido por 25 (lfl/25)	lfl/25 =	12	(cm)

2.ª Não deve ter um distanciamento maior que 40 cm entre uma bar longitudinal

3.ª A seção da armadura longitudinal deve estar entre 0,8% e 3% da

4.ª O diâmetro das barras da armadura longitudinal não deve ser me e os estribos no mínimo 5 mm

5.ª O espaçamento máximo dos estribos não ultrapassará 30 cm ou a menor seção do pilar.

Memória de Cálculo

150000.00	(kgf)
	(cm)
	(cm)
	(m)

80.00	(cm)

1.00	

300.00	(cm)
300.00	(cm)

stamento das Vigas aos
O POSTERIOR (NB1/78)

nos 2 Vigas)

Memória de Cálculo

de:

1.00	(tf/m)
3.00	(m)

de:

1.00	(tf/m)
3.00	(m)

0.75	(tfxm)
1.13	(tfxm)

(tfxm)

0.75	(tfxm)
1.13	(tfxm)

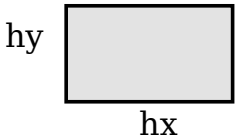
(tfxm)

p,x) - (rpsup,y)



0.00007500	(m^3)
0.00213333	(m^3)

x) - (rpinf,y)



Memória de Cálculo

0.00007500 (m^3)
0.00213333 (m^3)

os dados solicitados

15.00	(cm)
50.00	(cm)
300.00	(cm)

520.83	(cm^3)
0.000520833	(m^3)

(cm)
(cm)
(cm)
s valores

Memória de Cálculo

ábaco e emcontre e2/hx

)

0.01	
0.05	
1.36	

Seção de Topo

(Flexão comp. Oblíqua)

1.ª Situação (acidental - x)

x = ,13+2 = 2,13	
y = 0,5	
w =	1.000

2.ª Situação (acidental - y)

x = 0,13	
y = 0,5 + 2,67 = 3,17	
w =	0.750

ıadura (As)

Tsd (0,2)=	4350

Yn adotado=	1.24

'cm²) =	4350.00

1.º Critério

Memória de Cálculo

2.º Critério

25.0
adotar acima deste valor

or que o lfl do pilar

ra e outra da armadura

área da seção do pilar

nor que 10 mm

o comprimento da

Memória de Cálculo

Pilar Curto - Flexão Composta Reta - Roteiro

(Método do Eng.º P. B. Fusco)

Pilares de Extremidade

Fck =	180	(kg/cm²)
Aço CA	50A	
Pilar N.º	1	

Carga Vertical N =	100.00	(tf)	N=

Seção do Pilar ----------	Base (horizontal) =	25.00
	Altura (vertical) =	60.00
Informe o comprimento do pilar ---- lpilar =		2.50

1) Cálculo do Lâmbida (Lam)

menor lado do pilar	25.00	(cm)	maior lado

I = Lmaior x Lmenor3/12=	78125.00	(cm4)
i = Raiz(I / Area) =	7.22	

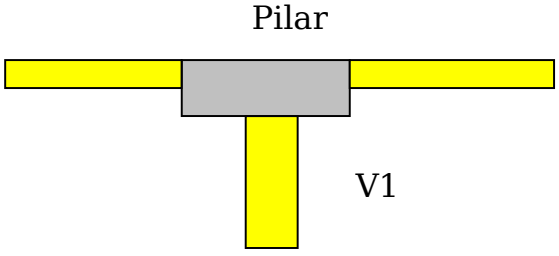
Informe pela tabela o K em que estamos trabalhando--- K =

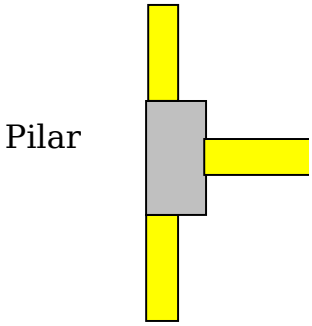
Lfl = K x lpilar =	2.50	(m)	Lfl =

Lam = Lfl / i =	**34.64**	se Lam < 40 .....OK

2) Cálculo dos MOMENTOS EFETIVOS ocasionados pelo engas
Pilares face as excentricidades existentes, PARA VERIFICAÇÃ(

2.1) Cálculo dos Momentos de Engastamento da viga (consideraremc
e esta pode estar na direção paralela ao eixo x ou y)





VIGA V1 - entre com o valor

Memória de Cálculo

P (carga atuante na viga)
L (vão da viga)

Para a Viga V1 - temos:

caso a viga se engaste na outra extremidade $M = PL^2/12$
caso a viga se apoie na outra extremidade $M = PL^2/8$
Coloque o valor ao lado referente ao caso em questão: 3.13

2.2) Cálculo da rigidez do pilar quanto aos eixos x e y (rp,x) - (rp,y)

Dar os valores seguintes valores do pilar superior:

hy (altura do pilar) =	60.00	(cm)	
hx (base do pilar) =	25.00	(cm)	
Lfl (comprimento do pilar) =		2.50	(m)
rp,x = (hy x hx^3/12) / Lfl =		**312.50**	(cm^3)
rp,y = (hx x hy^3/12) / Lfl =		**1800.00**	(cm^3)
Adte rp,1 =	312.50	(cm^3)	0.0003125 (m^3)

2.3) Cálculo da rigidez da viga V1

V1 entre com os dados solicitados

b viga =	20.00	(cm)
h viga =	50.00	(cm)
L (vão) =	500.00	(cm)
rviga,1 =	416.67	(cm^3)
	0.000416667	(m^3)

2.4) Cálculo dos Momentos efetivos para os eixos x ou y

Mk efetivo, 1 = **1.41** (tf x m) Pegue o maio
verificação no
a direção 1 pode ser paralela ao eixo x ou y depende da disposição d

2.5) Majoração dos momentos efetivos (Mid,1)

Mid,1 = **1.97** (tf x m)

,1 ----- significa a direção do momento conforme a disposição da viga

Memória de Cálculo

3) Cálculo das Excentricidades Iniciais (eix e eiy)

3.1) direção 1 - ei,1 = Mid,1 / Nd = **1.41** (cm)

direção 1..... se a viga 1 for vertical ei,1 = ei,y / se a viga 1 for h

4) Cálculo das Excentricidades Acidentais (eax ou eay)

4.1) direção x - eax >			4.2) direção y - eay >		
hx/30 =	0.83	(cm)	hy/30 =	2.00	
	2	(cm)		2	
eax =	2.00	(cm)	eay =	2.00	
adote o maior dos dois valores			adote o maior dos dois		
Para V1 horizntal			Para V1 vertical		

Adote a excentricidade acidental na direção da viga 1 ..... ea,1 =

5) Soma das excentricidades (E)

E = ei,1 + ea,1 = 3.41 (cm)

6) Cálculo de (rô) e de (As)

v (ni) = 0.85
u (mi) = 0.12

com estes valores entre no
transcreva o valor de (w)

w = 0.30

rô = 0.0075 ..... rô (%) = 0.75

As = **11.31** (cm^2)

7) Cálculo da Armadura mínima (As mín)

Yn = 1 + 6/Lmenor =	1.24	se < 1,1 adote 1,1
Nd = N * 1,4 =	140000.00	
Tcd = 0,85 x (Fck/1,4) =	109.29	

Tsd (ver tabela) - tensão para o qual ocorre deformação à 0,2% (kgf/

Ac calc =	**1222.44**	(cm^2)

Memória de Cálculo

As min = 0,8% x Ac calc =	**9.78**	(cm²)

As min = 0,8% x Ac =	**12.00**	(cm²)	
As min = 0,5% x Ac =	**7.50**	(cm²)	p/ Lam < 30

8) Cálculo dos Estribos (Ast)

Informe fi do As (mm) =

fi dos estribos = fi do As/4 =	**5.00**	(mm)

espaçamento do eAst =	**24.00**	(cm)

9) Recomendações da Norma (NB1/78)

1.ª A menor dimenssão de um pilar de ve ser maior que 20 cm e mai dividido por 25 (lfl/25)

lfl/25 =	10	(cm)

2.ª Não deve ter um distanciamento maior que 40 cm entre uma bar longitudinal

3.ª A seção da armadura longitudinal deve estar entre 0,8% e 3% da

4.ª O diâmetro das barras da armadura longitudinal não deve ser me e os estribos no mínimo 5 mm

5.ª O espaçamento máximo dos estribos não ultrapassará 30 cm ou a menor seção do pilar.

Memória de Cálculo

100000.00	(kgf)

(cm)
(cm)
(m)

60.00	(cm)

1.00

250.00	(cm)

tamento das Vigas aos
O POSTERIOR (NB1/78)

os a viga como sendo V1

Para o cálculo cnsidere
o pilar nesta posição

V1

r de:

Memória de Cálculo

1.00	(tf/m)
5.00	(m)

2.08	(tfxm)
3.13	(tfxm)

(tfxm)



0.00031250	(m^3)
0.00180000	(m^3)

r dos dois para
› sistrut
a viga 1

1

Memória de Cálculo

orizontal ei,1 = ei,x

(cm)
(cm)
(cm)
s valores

2.00

àbaco (3.6) e

se maior que 0,8 ...OK
se não adote As min

Yn adotado= 1.24

'cm²) = 4200.00

Memória de Cálculo

1.º Critério

2.º Critério

20.0
adotar acima deste valor

or que o lfl do pilar

ra e outra da armadura

área da seção do pilar

nor que 10 mm

o comprimento da

Memória de Cálculo

Pilar Esbelto - Flexão Composta Reta - Roteiro

(Método do Eng.º P. B. Fusco)

Pilares de Extremidade

Fck =	180	(kg/cm²)
Aço CA	50A	
Pilar N.º	1	

Carga Vertical N =	100.00	(tf)	N=

Seção do Pilar ----------	Base (horizontal) =	20.00
	Altura (vertical) =	50.00
Informe o comprimento do pilar ---- lpilar =		3.00

1) Cálculo do Lâmbida (Lam)

menor lado do pilar	20.00	(cm)	maior lado

I = Lmaior x Lmenor3/12=	33333.33	(cm4)
i = Raiz(I / Area) =	5.77	

Consideração do lado que oferece maior inércia

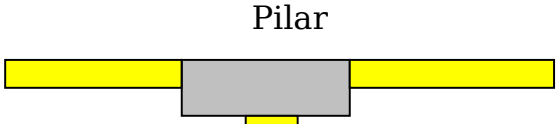
I = Lmenor x Lmaior3/12=	208333.33	(cm4)
i = Raiz(I / Area) =	14.43	

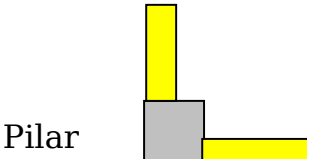
Informe pela tabela o K em que estamos trabalhando--- K =

Lfl = K x lpilar =	3.00	(m)	Lfl =
Lam = Lfl / i =	**51.96**	Maior Lambida do Pilar	
Lfl = K x lpilar =	3.00	(m)	Lfl =
Lam = Lfl / i =	**20.78**	Menor Lambida do Pilar	

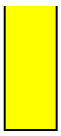
2) Cálculo dos MOMENTOS EFETIVOS ocasionados pelo engas
Pilares face as excentricidades existentes, PARA VERIFICAÇÃ(

2.1) Cálculo dos Momentos de Engastamento da viga (consideraremc
e esta pode estar na direção paralela ao eixo x ou y)

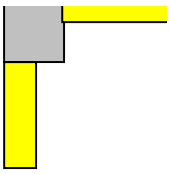




Memória de Cálculo



V1



VIGA V1 - entre com o valor
P (carga atuante na viga)
L (vão da viga)

Para a Viga V1 - temos:

caso a viga esteje engastada na outra extremidade M = PL²/12
Caso a viga esteje apoiada na outra extremidade M = PL²/8
Coloque o valor ao lado referente ao caso em questão | 2.00 |

2.2) Cálculo da rigidez do pilar quanto aos eixos x e y (rp,x) - (rp,y)

Dar os valores seguintes valores do pilar superior:

hy (altura do pilar) =	50.00	(cm)	
hx (base do pilar) =	20.00	(cm)	
Lfl (comprimento do pilar) =	3.00	(m)	
rp,x = (hy x hx^3/12) / Lfl =	**111.11**	(cm^3)	
rp,y = (hx x hy^3/12) / Lfl =	**694.44**	(cm^3)	
Adte rp,1 =	111.11	(cm^3)	0.00011111 (m^3)

2.3) Cálculo da rigidez da viga V1

V1 entre com os dados solicitados

b viga =	20.00	(cm)
h viga =	50.00	(cm)
L (vão) =	400.00	(cm)
rviga,1 =	520.83	(cm^3)
	0.000520833	(m^3)

2.4) Cálculo dos Momentos efetivos para os eixos x ou y

Mk efetivo, 1 = **0.45** (tf x m) Pegue o maio
verificação no
a direção 1 pode ser paralela ao eixo x ou y depende da disposição d

Memória de Cálculo

2.5) Majoração dos momentos efetivos (Mid,1)

Mid,1 = **0.63** (tf x m)

,1 ----- significa a direção do momento conforme a disposição da viga

3) Cálculo das Excentricidades Iniciais (eix e eiy)

3.1) direção 1 - ei,1 = Mid,1 / Nd = **0.45** (cm)

direção 1..... se a viga 1 for vertical ei,1 = ei,y / se a viga 1 for h

4) Cálculo das Excentricidades Acidentais (eax ou eay)

4.1) direção x - eax >			4.2) direção y - eay >		
hx/30 =	0.67	(cm)	hy/30 =	1.67	
	2	(cm)		2	
eax =	2.00	(cm)	eay =	2.00	
adote o maior dos dois valores			adote o maior dos dois		
Para V1 horizntal			Para V1 vertical		

Adote a excentricidade acidental na direção da viga 1 ..... ea,1 =

5) Cálculo das excentricidades de 2.ª ordem (e2x e e2y)

ud = Nd / (fcd x b x h) = 1.09

Entre com estes valores no

lfl / Lmenor = 15.00

(do ábaco) e2 / h = 0.091

e2x,y = **1.82** (cm)

7) Análise das situacões (ver àbacos de Flexão Composta Reta)

Lambidas - Lam(maior)=	**51.96**	mi, 1 =
Lam(menor)=	**20.78**	Ni =

Excentricidades (cm)		**Seção Intermediária**	Maior excen-tricidade(cm),
e i ,1 =	**0.45**	1.ª Situação(acidental - x)	verificada
e a x =	**2.00**		nas situações
e a y =	**2.00**		5.0

Memória de Cálculo

e 2 x =	**1.82**	w =	0.091	Valor (cm)
e 2 y =	**1.82**			comprimento
		2.ª Situação (acidental - y)		do lado para-
				lelo à viga
				descontínua
		w =	0.091	25.0
TAXA DE ARMADURA ADOTADA..... w =				**0.800**

7) Cálculo de (rô) e de (As)

v (ni) =	1.09		
u (mi) =	0.22		
w =	0.800		
rô =	0.0201	..... rô (%) =	2.01
As =	**20.10**	(cm²)	

8) Cálculo da Armadura mínima (As mín)

Yn = 1 + 6/Lmenor =	1.30	se < 1,1 adote 1,1	
Nd = N * 1,4 =	140000.00		
Tcd = 0,85 x (Fck/1,4) =	109.29		
Tsd (ver tabela) - tensão para o qual ocorre deformação à 0,2% (kgf/			
Ac calc =	**1222.44**	(cm²)	
As min = 0,8% x Ac calc =		**9.78**	(cm²)
As min = 0,8% x Ac =	**8.00**	(cm²)	
As min = 0,5% x Ac =	**5.00**	(cm²)	p/ Lam < 30

9) Cálculo dos Estribos (Ast)

		Informe fi do As (mm) =	
fi dos estribos = fi do As/4 =		**5.00**	(mm)
Espaçamento do Ast =	**24.00**	(cm)	

10) Recomendações da Norma (NB1/78)

1.ª A menor dimenssão de um pilar de ve ser maior que 20 cm e mai dividido por 25 (lfl/25) | lfl/25 = 12 (cm)

2.ª Não deve ter um distanciamento maior que 40 cm entre uma bar longitudinal

3.ª A seção da armadura longitudinal deve estar entre 0,8% e 3% da

4.ª O diâmetro das barras da armadura longitudinal não deve ser me e os estribos no mínimo 5 mm

5.ª O espaçamento máximo dos estribos não ultrapassará 30 cm ou a menor seção do pilar.

Memória de Cálculo

100000.00	(kgf)

(cm)
(cm)
(m)

50.00	(cm)

1.00	
300.00	(cm)
300.00	(cm)

stamento das Vigas aos
O POSTERIOR (NB1/78)

os a viga como sendo V1

Considere sempre nesta
posição para o cálculo

V1

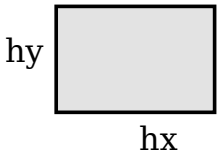
Memória de Cálculo

r de:

1.00	(tf/m)
4.00	(m)

1.33	(tfxm)
2.00	(tfxm)

(tfxm)



0.00011111	(m^3)
0.00069444	(m^3)

r dos dois para
sistrut
a viga 1

Memória de Cálculo

1

orizontal ei,1 = ei,x

(cm)
(cm)
(cm)
; valores

2.00

ábaco e emcontre e2/hx

0.22
1.09

Seção de Topo

1.ª Situação

Memória de Cálculo

w =	0.091

2.ª Situação

w =	0.091

se maior que 0,8 ...OK
se não adote As min

Yn adotado=	1.24
'cm²) =	4200.00

1.º Critério

2.º Critério

20.0

adotar acima deste valor

Memória de Cálculo

or que o lfl do pilar
ra e outra da armadura
área da seção do pilar
nor que 10 mm
o comprimento da

Memória de Cálculo

Pilares Esbeltos - Carga Centrada - Roteiro

(Método do Eng.º P. B. Fusco)

Pilares Intermediários

Fck =	180	(kg/cm²)
Aço CA	50A	
Pilar N.º	1	

Carga Vertical N =	50.00	(tf)	N=

Seção do Pilar ----------	Base (horizontal) =	20.00
	Altura (vertical) =	40.00
Informe o comprimento do pilar ---- lpilar =		3.00

1) Cálculo do Lâmbida (Lam)

menor lado do pilar	20.00	(cm)	maior lado

I = Lmaior x Lmenor3/12=	26666.67	(cm4)
i = Raiz(I / Area) =	5.77	

Informe pela tabela o K em que estamos trabalhando--- K =

Lfl = K x lpilar =	3.00	(m)	Lfl =

Lam = Lfl / i =	**51.96**	se 40 < Lam < 80 .....(

2) Cálculo do (alfa 1 e alfa 2) - Tabela 14

alfa 1		**Alfa 2**
e / h =	0.100	lfl / h
alfa 1 =	1.20	ud (mi) =
		alfa 2 =

Portanto Alfa total =	1.43

3) Cálculo da força normal aplicada no pilar face as excentrici

Nid = Alfa X Nd =	100100.00	(kgf/cm²)	100.10

Memória de Cálculo

4) Cálculo da tensão no pilar face a força excentrica aplicada (

tid = Nid / Ac = 125.12 (kgf/cm²) 1251.25

5) Cálculo da porcentagem de armadura resistente (rô)

com o valor calculado de (tid) entre na tabela 21 e transcreva o valor

tid = 12.51 (Mpa) .....Tabela.....

6) Cálculo da armadura (As)

As = rôs x Ac = **16.40** (cm²)

7) Cálculo da Armadura mínima (As mín)

Yn = 1 + 6/Lmenor =	1.30	se < 1,1 adote 1,1
Nd = N * 1,4 =	70000.00	
Tcd = 0,85 x (Fck/1,4) =	109.29	

Tsd (ver tabela) - tensão para o qual ocorre deformação à 0,2% (kgf/

Ac calc =	**591.50**	(cm²)

As min = 0,8% x Ac calc =	**4.73**	(cm²)

As min = 0,8% x Ac =	**6.40**	(cm²)

9) Cálculo dos Estribos (Ast)

Informe fi do As (mm) =

fi dos estribos = fi do As/4 =	**4.00**	(mm)
espaçamento do eAst =	**19.20**	(cm)

10) Recomendações da Norma (NB1/78)

Memória de Cálculo

1.ª A menor dimenssão de um pilar de ve ser maior que 20 cm e mai dividido por 25 (lfl/25)	lfl/25 = 12 (cm)
2.ª Não deve ter um distanciamento maior que 40 cm entre uma bar longitudinal	
3.ª A seção da armadura longitudinal deve estar entre 0,8% e 3% da	
4.ª O diâmetro das barras da armadura longitudinal não deve ser me e os estribos no mínimo 5 mm	
5.ª O espaçamento máximo dos estribos não ultrapassará 30 cm ou a menor seção do pilar.	

Memória de Cálculo

50000.00	(kgf)

(cm)
(cm)
(m)

40.00	(cm)

1.00

300.00	(cm)

)K

15.000
0.681
0.23

dades (N1d)

(tf/m²)

Memória de Cálculo

(tid)

(tf/m²)

· de (rôs)

rô s (%) = 2.05

Yn adotado= 1.20

'cm²) = 4200.00

1.º Critério

2.º Critério

16.0

adotar acima deste valor

Memória de Cálculo

or que o lfl do pilar
ra e outra da armadura
área da seção do pilar
nor que 10 mm
o comprimento da

Memória de Cálculo

Pilar Curto - Carga Centrada - Roteiro

(Método do Eng.º P. B. Fusco)

Pilares Intermediários

Fck =	150	(kg/cm²)	
Aço CA	25		
Pilar N.º	1		
Carga Vertical N =	60.00	(tf)	N=
Seção do Pilar ----------	Base (horizontal) =		40.00
	Altura (vertical) =		25.00
Informe o comprimento do pilar ---- lpilar =			2.80

1) Cálculo do Lâmbida (Lam)

menor lado do pilar	25.00	(cm)	maior lado
I = Lmaior x Lmenor3/12=	52083.33	(cm4)	
i = Raiz(I / Area) =	7.22		

Informe pela tabela o K em que estamos trabalhando--- K =

Lfl = K x lpilar =	2.80	(m)	Lfl =
Lam = Lfl / i =	**38.80**	se	Lam < 40 .....OK

2) Cálculo do (alfa) , do (N1d) e do (tid)

alfa =1+6/h=	1.24			
N1d =	104160.00	(kgf/cm²)	104.16	(tf/m²)
tid =	104.16	(kgf/cm²)	10.42	(tf/m²)

3) Cálculo da porcentagem de armadura (rôs) e de (As)

Informe o valor do fyk do aço CA	25		2500.00
rôs =	0.0063	..... rôs (%) =	0.63
As =	**6.28**	(cm²)	

Memória de Cálculo

4) Cálculo da Armadura mínima (As mín)

Yn = 1 + 6/Lmenor =	1.24	se < 1,1 adote 1,1
Nd = N * 1,4 =	84000.00	
Tcd = 0,85 x (Fck/1,4) =	91.07	

Tsd (ver tabela) - tensão para o qual ocorre deformação à 0,2% (kgf/

Ac calc =	**840.39**	(cm²)

As min = 0,8% x Ac calc =	**6.72**	(cm²)

As min = 0,8% x Ac =	**8.00**	(cm²)	
As min = 0,5% x Ac =	**5.00**	(cm²)	p/ Lam < 30

5) Cálculo dos Estribos (Ast)

Informe fi do As (mm) =

fi dos estribos = fi do As/4 =	**5.00**	(mm)

espaçamento do eAst =	**24.00**	(cm)

6) Recomendações da Norma (NB1/78)

1.ª A menor dimenssão de um pilar de ve ser maior que 20 cm e mai dividido por 25 (lfl/25)	lfl/25 =	11.2	(cm)

2.ª Não deve ter um distanciamento maior que 40 cm entre uma bar longitudinal

3.ª A seção da armadura longitudinal deve estar entre 0,8% e 3% da

4.ª O diâmetro das barras da armadura longitudinal não deve ser me e os estribos no mínimo 5 mm

5.ª O espaçamento máximo dos estribos não ultrapassará 30 cm ou a menor seção do pilar.

Memória de Cálculo

60000.00	(kgf)

(cm)
(cm)
(m)

40.00	(cm)

1.00

280.00	(cm)

(kgf/cm²)

(%)

Memória de Cálculo

Yn adotado=	1.24
'cm²) =	4200.00

1.º Critério

2.º Critério

20.0
adotar acima deste valor

or que o lfl do pilar

ra e outra da armadura

área da seção do pilar

nor que 10 mm

o comprimento da

Memória de Cálculo

Pilar Curto - Flexão Composta - Roteiro

(Método do Eng.º P. B. Fusco)

Pilares Intermediários

Fck =	150	(kg/cm²)	fyk =	2500
Aço CA	25			
Pilar N.º	1			
Carga Vertical N =	60.00	(tf)	N=	
Seção do Pilar ----------	Base (horizontal) =		40.00	
	Altura (vertical) =		25.00	
Informe o comprimento do pilar ---- lpilar =			2.80	

1) Cálculo do Lâmbida (Lam)

menor lado do pilar	25.00	(cm)	maior lado
I = Lmaior x Lmenor3/12=	52083.33	(cm4)	
i = Raiz(I / Area) =	7.22		

Informe pela tabela o K em que estamos trabalhando--- K =

Lfl = K x lpilar =	2.80	(m)	Lfl =
Lam = Lfl / i =	**38.80**	se	Lam < 40 .....OK

2) Cálculo de u (mi) e v (ni) - entrar no àbaco 3.5 e achar W

e >	0.83	(cm)	transcreva o e adotado abai	
	2	(cm)	e =	2.00
(ni) v =	0.922	com estes dois valores pelo àbaco transcr		
(mi) u =	0.074	de (w)	w =	0.10

3) Cálculo de rôs (porcentagem de armadura)

Memória de Cálculo

rôs =	0.0042	.....	rôs (%) =	0.4189

4) Cálculo da Armadura (As)

As =	**4.19**	(cm²)

5) Cálculo da Armadura mínima (As mín)

Yn = 1 + 6/Lmenor =	1.83	se < 1,1 adote 1,1
Nd = N * 1,4 =	84000.00	
Tcd = 0,85 x (Fck/1,4) =	91.07	

Tsd (ver tabela) - tensão para o qual ocorre deformação à 0,2% (kgf/

Ac calc =	**840.39**	(cm²)

As min = 0,8% x Ac calc =	**6.72**	(cm²)

As min = 0,8% x Ac =	**8.00**	(cm²)	
As min = 0,5% x Ac =	**5.00**	(cm²)	p/ Lam < 30

6) Cálculo dos Estribos (Ast)

Informe fi do As (mm) =

fi dos estribos = fi do As/4 =	**5.00**	(mm)

espaçamento do eAst =	**24.00**	(cm)

7) Recomendações da Norma (NB1/78)

1.ª A menor dimenssão de um pilar de ve ser maior que 20 cm e mai dividido por 25 (lfl/25)	lfl/25 =	11.2	(cm)

2.ª Não deve ter um distanciamento maior que 40 cm entre uma bar longitudinal

3.ª A seção da armadura longitudinal deve estar entre 0,8% e 3% da

Memória de Cálculo

4.ª O diâmetro das barras da armadura longitudinal não deve ser me e os estribos no mínimo 5 mm
5.ª O espaçamento máximo dos estribos não ultrapassará 30 cm ou a menor seção do pilar.

Memória de Cálculo

(kgf)

60000.00 (kgf)

(cm)
(cm)
(m)

40.00 (cm)

1.00

280.00 (cm)

ixo
(cm)

reva o valor

Memória de Cálculo

(%)

Yn adotado= 1.24

cm²) = 4200.00

1.º Critério

2.º Critério

20.0
adotar acima deste valor

or que o lfl do pilar

ra e outra da armadura

área da seção do pilar

Memória de Cálculo

nor que 10 mm
o comprimento da

Memória de Cálculo

Pilares Esbeltos - Flexão Composta - Roteir

(Método do Eng.º P. B. Fusco)

Pilares Intermediários

Fck =	150	(kg/cm²)	fyk =	2500
Aço CA	25			
Pilar N.º	1			
Carga Vertical N =	60.00	(tf)	N=	
Seção do Pilar ----------	Base (horizontal) =			40.00
	Altura (vertical) =			25.00
Informe o comprimento do pilar ---- lpilar =				4.00

1) Cálculo do Lâmbida (Lam)

menor lado do pilar	25.00	(cm)	maior lado
I = Lmaior x Lmenor3/12=	52083.33	(cm4)	
i = Raiz(I / Area) =	7.22		

Informe pela tabela o K em que estamos trabalhando--- K =

Lfl = K x lpilar =	4.00	(m)	Lfl =
Lam = Lfl / i =	**55.43**	se 40 < Lam < 80 .....(	

2) Cálculo de u (mi) e v (ni) - entrar no àbaco 3.5 e achar W

ea >	0.83	(cm)	transcreva o e adotado abai	
	2	(cm)	e =	2.00

e2 (tabela 24 sai o valor de e2/h) - excentricidade de 2.ª ordem

lfl / h =	16.00	digite o valor encontrado de e2 / h =	
vd =	0.784	e2 =	2.25
E total =	4.25	(cm)	
(ni) v =	0.922	com estes dois valores pelo àbaco 3.5 tra	
(mi) u =	0.157	de (w) ..... w =	0.33

Memória de Cálculo

4) Cálculo de rô (porcentagem de armadura) e As (armadura)

rô =	0.014	.....	rô (%) =	1.38
As =	**13.82**	(cm²)		

5) Cálculo da Armadura mínima (As mín)

Yn = 1 + 6/Lmenor =	1.24	se < 1,1 adote 1,1
Nd = N * 1,4 =	84000.00	
Tcd = 0,85 x (Fck/1,4) =	91.07	

Tsd (ver tabela) - tensão para o qual ocorre deformação à 0,2% (kgf/

Ac calc =	**813.28**	(cm²)

As min = 0,8% x Ac calc =	**6.51**	(cm²)

As min = 0,8% x Ac =	**8.00**	(cm²)

9) Cálculo dos Estribos (Ast)

Informe fi do As (mm) =

fi dos estribos = fi do As/4 =	**4.00**	(mm)

espaçamento do eAst =	**19.20**	(cm)

10) Recomendações da Norma (NB1/78)

1.ª A menor dimenssão de um pilar de ve ser maior que 20 cm e mai

dividido por 25 (lfl/25)	lfl/25 =	16	(cm)

2.ª Não deve ter um distanciamento maior que 40 cm entre uma bar longitudinal

3.ª A seção da armadura longitudinal deve estar entre 0,8% e 3% da

4.ª O diâmetro das barras da armadura longitudinal não deve ser me e os estribos no mínimo 5 mm

5.ª O espaçamento máximo dos estribos não ultrapassará 30 cm ou a menor seção do pilar.

Memória de Cálculo

'o

60000.00	(kgf)

(cm)
(cm)
(m)

40.00 (cm)

1.00

400.00	(cm)

)K

ixo
(cm)

0.0900

nscreva o valor

Memória de Cálculo

(%)

Yn adotado= 1.20

'cm²) = 4200.00

1.º Critério

2.º Critério

16.0
adotar acima deste valor

or que o lfl do pilar

ra e outra da armadura

área da seção do pilar

nor que 10 mm

Memória de Cálculo

o comprimento da