



FACCIO ARQUITETURA

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO**

CSB-PE-EST-GUA-MCL-ARM-R02

**MEMORIAL DE CÁLCULO
ESTRUTURAS**

GUARITA

AGOSTO/2017



Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-GUA-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 2

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	3
2. CRITÉRIOS DE PROJETO	3
3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	3
3.1. Concreto estrutural.....	3
3.2. Aços	3
4. SOFTWARES UTILIZADOS.....	4
5. FORMAS.....	4
6. CÁLCULO ESTRUTURAL.....	6
6.1. Cargas	7
6.2. Esquema Estático, Carregamentos e Esforços (Processamento).....	8
6.3. Dimensionamento das Lajes	22
6.4. Dimensionamento das Vigas.....	23
6.5. Dimensionamento dos Pilares.....	32
6.6. Dimensionamento dos Blocos de Fundação.....	36
6.6.1. Bloco BL1 - 1 estaca metálica W150x29,8;	36
6.6.2. Bloco BL2 - 2 estacas metálicas W150x29,8;.....	37

1. INTRODUÇÃO

O objetivo do presente documento é apresentar o cálculo das estruturas de concreto armado das edificações da Universidade Federal do ABC – Câmpus São Bernardo do Campo – Bloco Guarita.

2. CRITÉRIOS DE PROJETO

NORMAS E REGULAMENTOS

NBR 6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento;
NBR 6120/1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações
NBR 6123/1988 – Forças Devidas a Ventos nas Edificações;
NBR 8681/2003 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

CAA II - Moderada

PESOS ESPECÍFICOS CONSIDERADOS

Peso Específico do Concreto: $\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$
Peso Específico do Solo: $\gamma_s = 19,0 \text{ kN/m}^3$
Peso Específico da Água: $\gamma_a = 10,0 \text{ kN/m}^3$

3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

3.1. Concreto estrutural

Infra-estrutura (estacas)	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidade	$E = 21,3 \text{ GPa}$
Pilares, blocos de fundação, vigas e lajes	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidade	$E = 26,8 \text{ GPa}$
Coeficiente de Dilatação Térmica	$1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Cobrimento das armaduras das lajes	2,5 cm
Cobrimento das armaduras dos demais elementos	3,0 cm

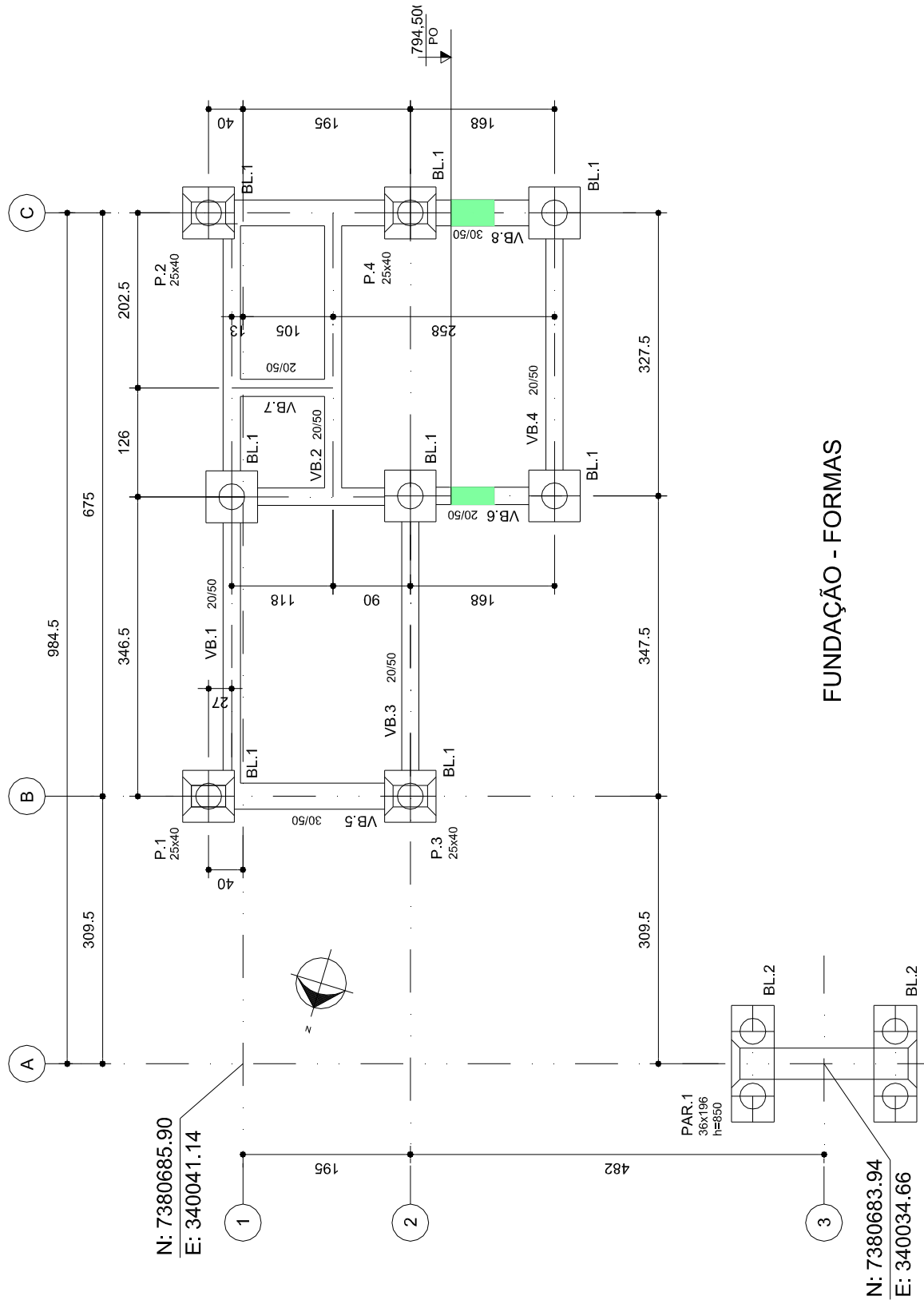
3.2. Aços

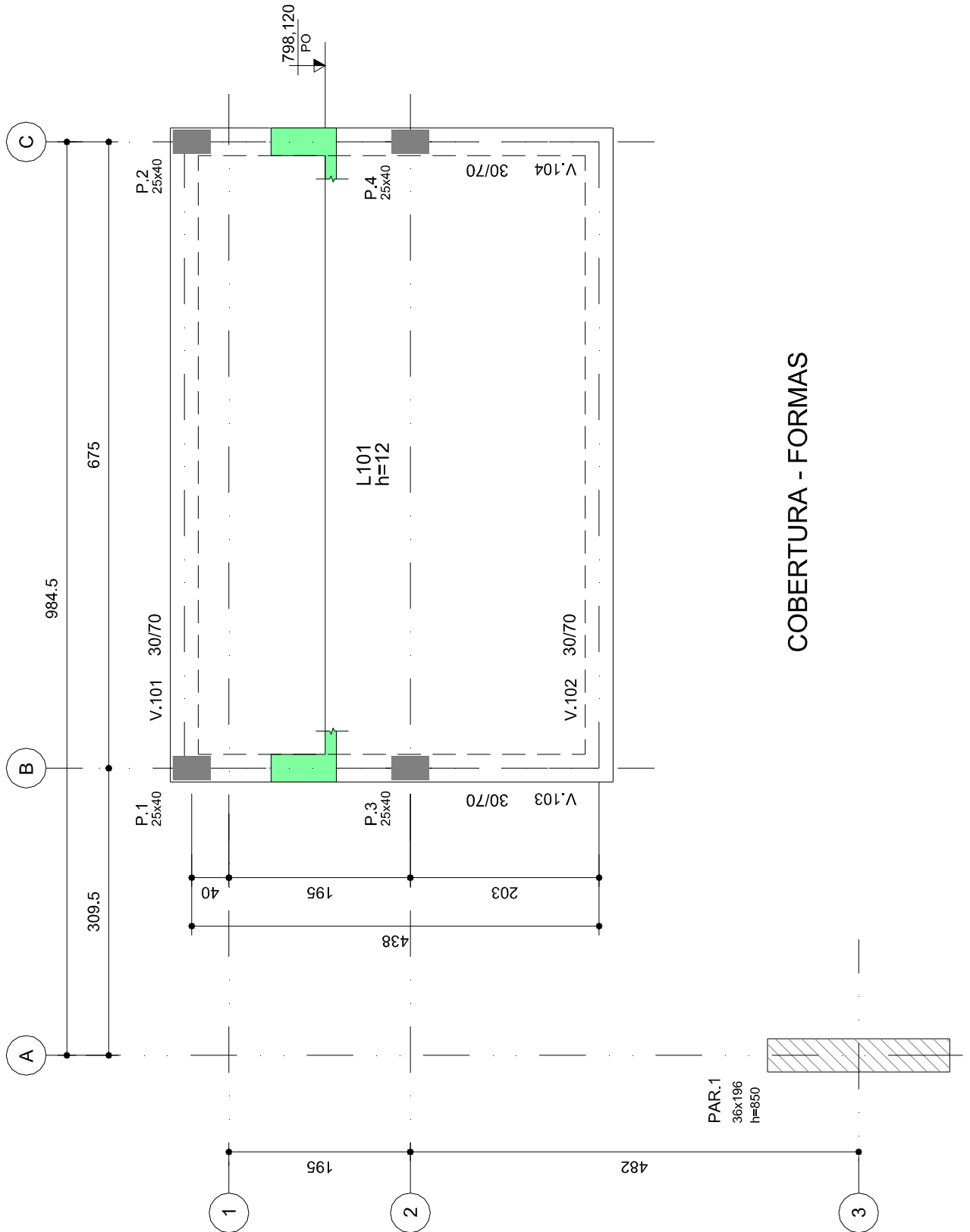
CA-50 (Alta aderência)	$f_{yk} \geq 500 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidade	$E = 210 \text{ GPa}$

4. SOFTWARES UTILIZADOS

Structural Analysis Programs - STRAP – Versão 12.5.

5. FORMAS





6. CÁLCULO ESTRUTURAL

COMBINAÇÃO DE CARREGAMENTOS UTILIZADA

Combinação de Carregamentos

F_{gk} = Cargas Permanentes

$F_{\epsilon gk}$ = Retração

F_{qk} = Sobrecarga Útil

F_{wk} = Vento

$F_{\epsilon k}$ = Variação de Temperatura

ESTADO LIMITE ÚLTIMO (E.L.U)

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\epsilon g} \cdot F_{\epsilon gk} + \psi_0 \cdot \gamma_{qk} \cdot F_{qk} + \psi_w \cdot \gamma_{wk} \cdot F_{wk} + \psi_0 \cdot \gamma_{\epsilon k} \cdot F_{\epsilon k}$$

CP	Retração		S/C		Vento		Temp.	
γ_g	ψ_0	γ_{gk}	ψ_0	γ_{qk}	ψ_w	γ_{wk}	ψ_0	$\gamma_{\epsilon k}$
1,4	1	1,2	1	1,4	0,6	1,4	0,6	1,2
1,4	1	1,2	0,8	1,4	1	1,4	0,6	1,2
1,4	1	1,2	0,8	1,4	0,6	1,4	1	1,2

ESTADO LIMITE SERVIÇO (E.L.S)

Combinação Quase Permanente - ψ_2

Combinação Frequente - ψ_1

Combinação Rara

$$F_d = F_{gk} + F_{\epsilon gk} + \psi_i \cdot F_{qk} + \psi_i \cdot F_{wk} + \psi_i \cdot F_{\epsilon k}$$

S/C		Vento		Temp.	
ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2
0,6	0,4	0,3	0	0,5	0,3



6.1. Cargas

Peso próprio viga = $0,30 \times 0,70 \times 2,50 = 0,525 \text{ tf/m}$;

Peso próprio lajes = $0,12 \times 2,50 = 0,300 \text{ tf/m}^2$

Sobrecarga laje de cobertura = $0,200 \text{ tf/m}^2$

Revestimento + forro nas lajes = $0,200 \text{ tf/m}^2$

Carregamento total nas lajes = $0,700 \text{ tf/m}^2$

Peso próprio das vigas = $0,20 \times 0,40 \times 2,5 = 0,20 \text{ tf/m}$;

Peso próprio das vigas = $0,30 \times 0,40 \times 2,5 = 0,30 \text{ tf/m}$;

Lastro de terra (30°) = $0,99 \text{ tf/m}$;

Sobrecarga atuante = $0,21 \text{ tf/m}$

Alvenaria $h = 3 \text{ m}$ = $0,24 \times 3 = 0,72 \text{ tf/m}$

Alvenaria $h = 1,1 \text{ m}$ = $0,24 \times 1,1 + 0,1 = 0,364 \text{ tf/m}$

As cargas nas bases dos pilares é proveniente das cargas permanentes e sobrecargas do devido pavimento, segundo a norma NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações.

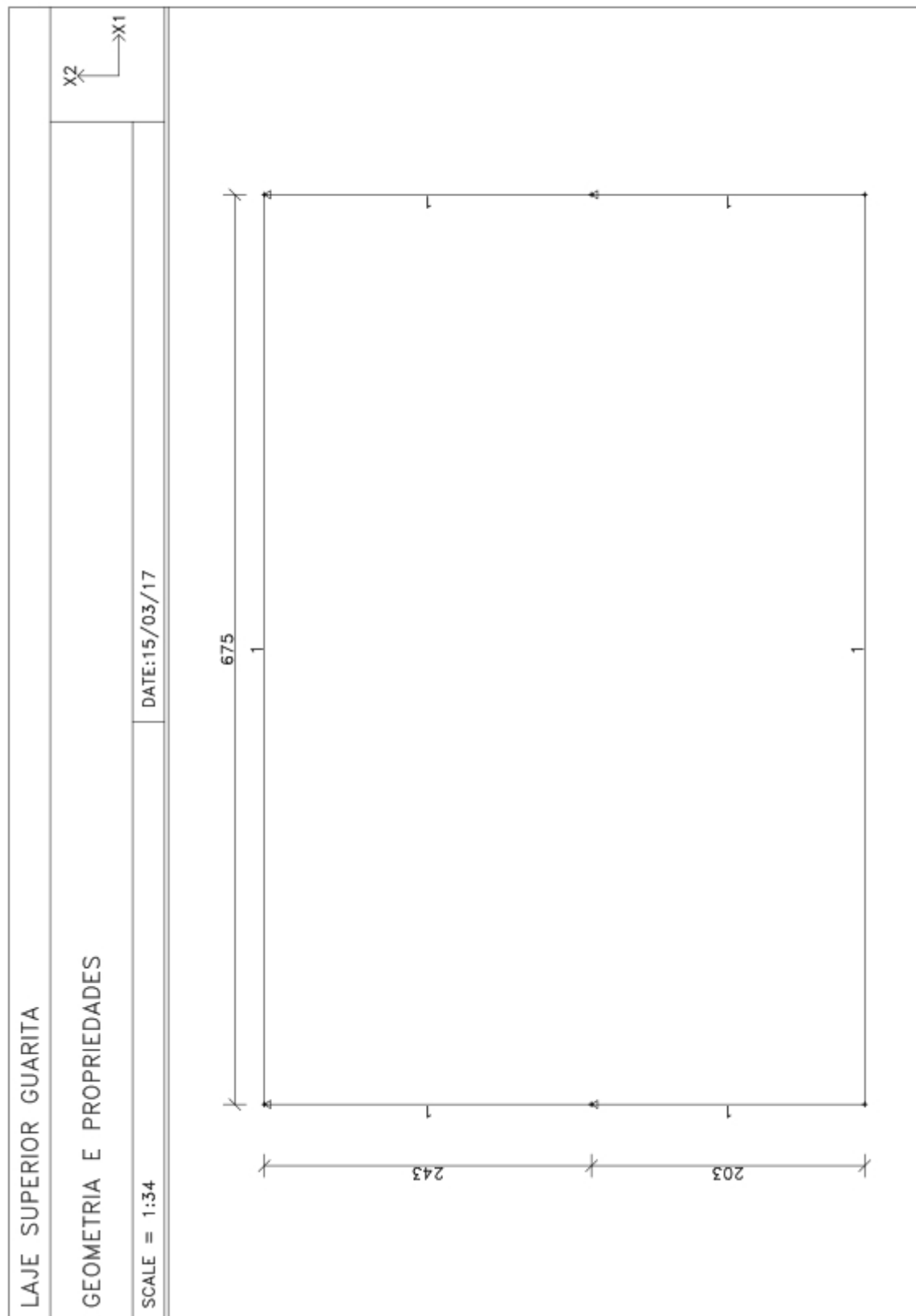


Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-GUA-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
8

6.2. Esquema Estático, Carregamentos e Esforços (Processamento)





Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-GUA-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
9

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

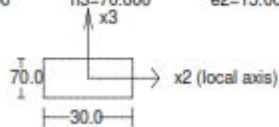
LAJE SUPERIOR GUARITA
PROPRIEDADES
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

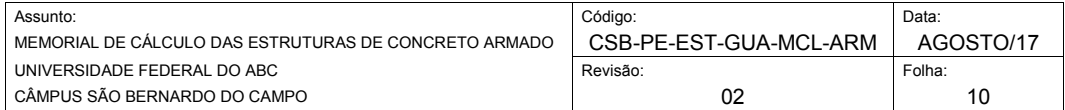
Page: 1
Date:

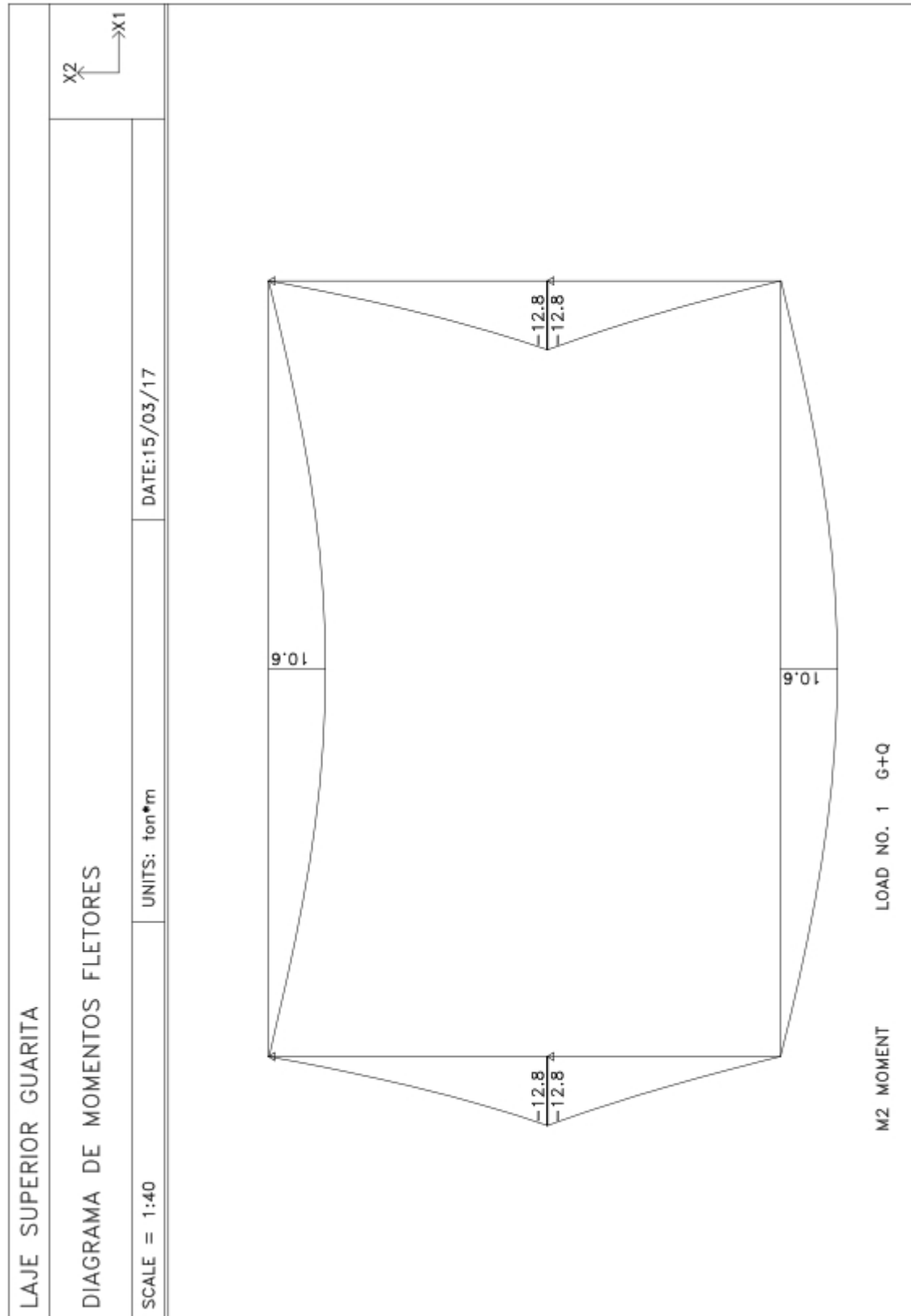
SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

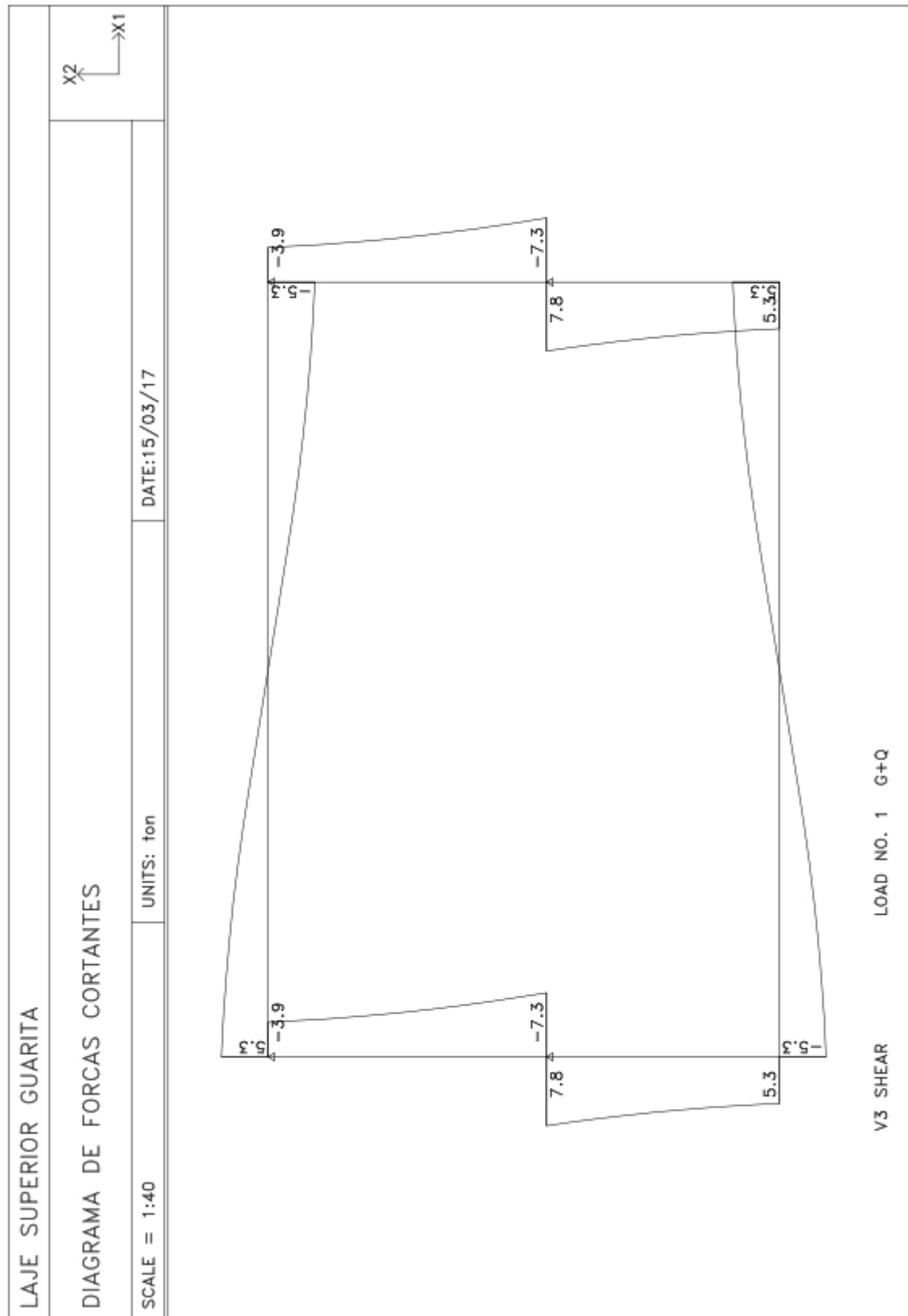
PROPERTY NO. 1

A=0.2100E+04 I2=0.8575E+06 I3=0.1575E+06 J=0.4604E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=200.000 SF3=0.850
h2=30.000 h3=70.000 e2=15.000 e3=35.000







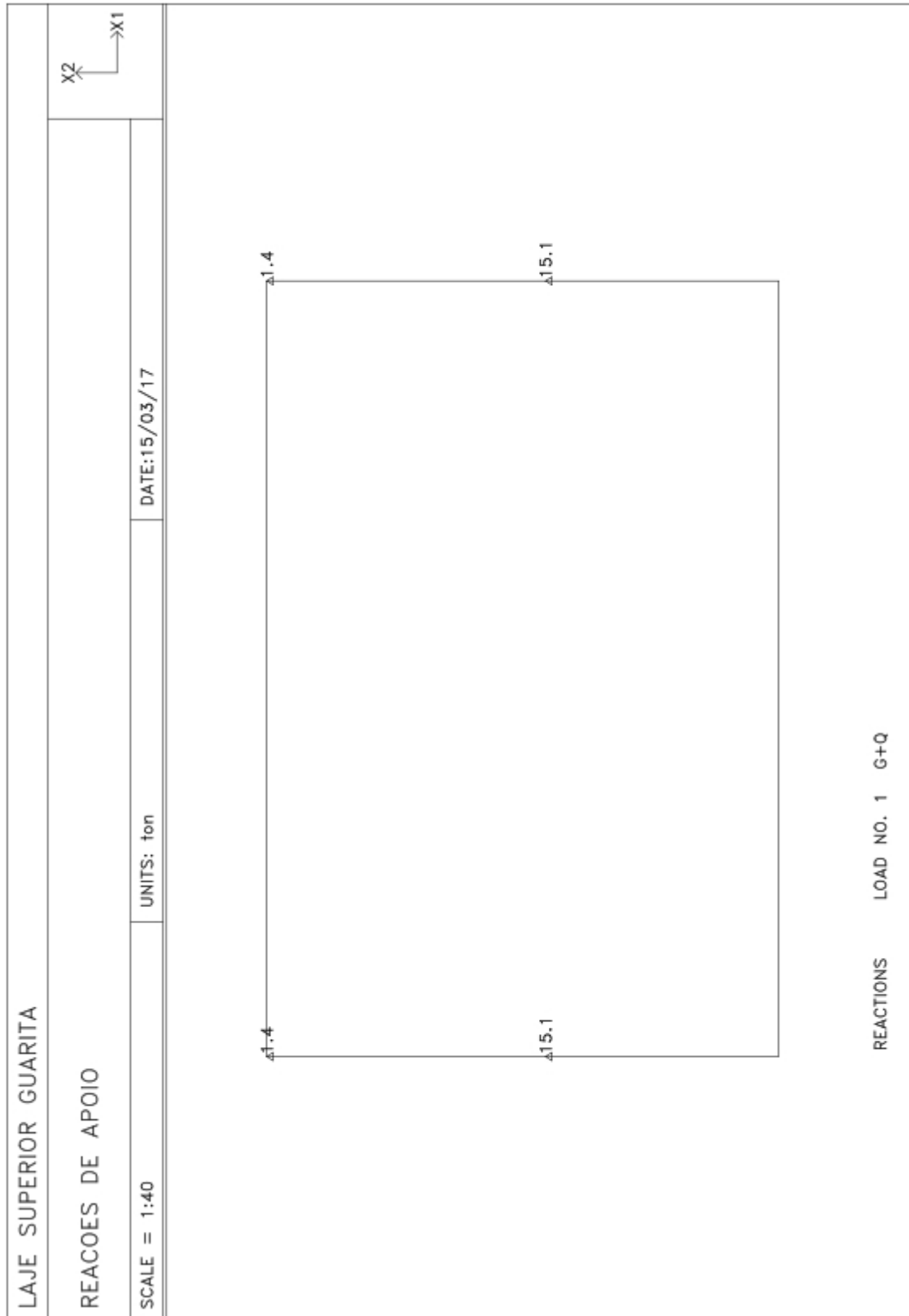




Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

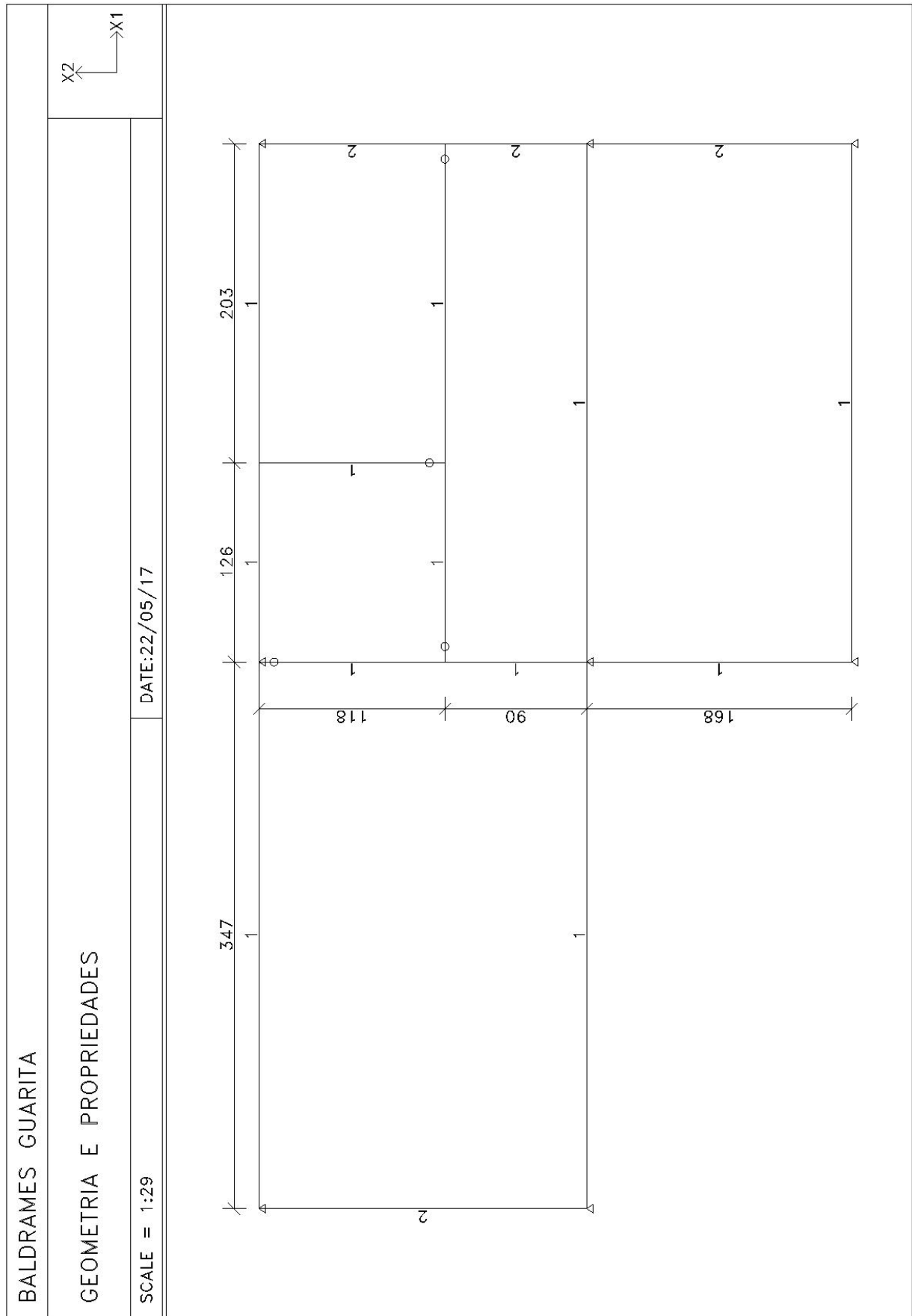
Código:
CSB-PE-EST-GUA-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
13





Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-GUA-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 14





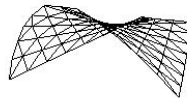
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-GUA-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
15

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

BALDRAMES GUARITA

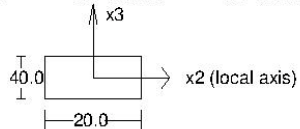
Prepared by: PROPRIEDADES

Page: 1
Date: 22/05/17

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

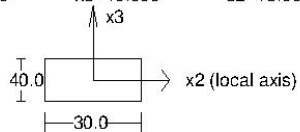
PROPERTY NO. 1

A=0.8000E+03 I2=0.1067E+06 I3=0.2667E+05 J=0.7324E+05 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=120.000 SF3=0.850
h2=20.000 h3=40.000 e2=10.000 e3=20.000



PROPERTY NO. 2

A=0.1200E+04 I2=0.1600E+06 I3=0.9000E+05 J=0.1944E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=140.000 SF3=0.850
h2=30.000 h3=40.000 e2=15.000 e3=20.000





Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-GUA-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
16

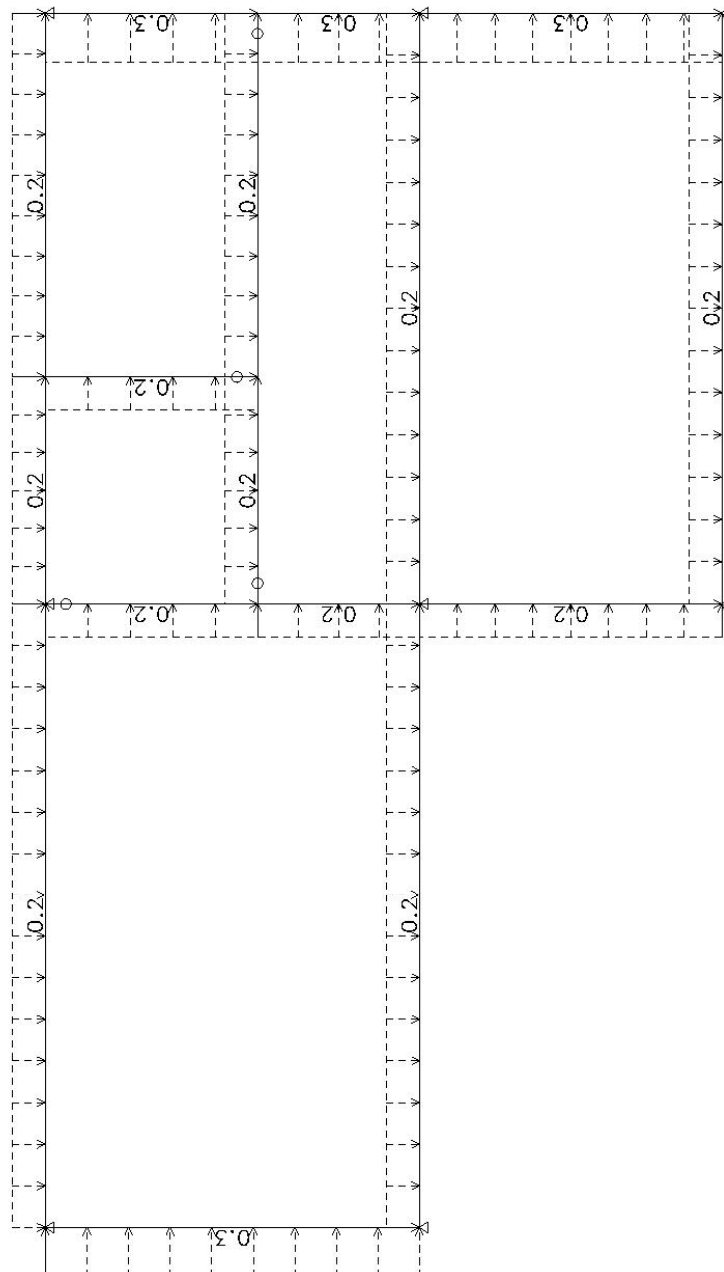
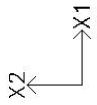
BALDRAMES GUARITA

PESO PROPRIO DAS VIGAS

SCALE = 1:34

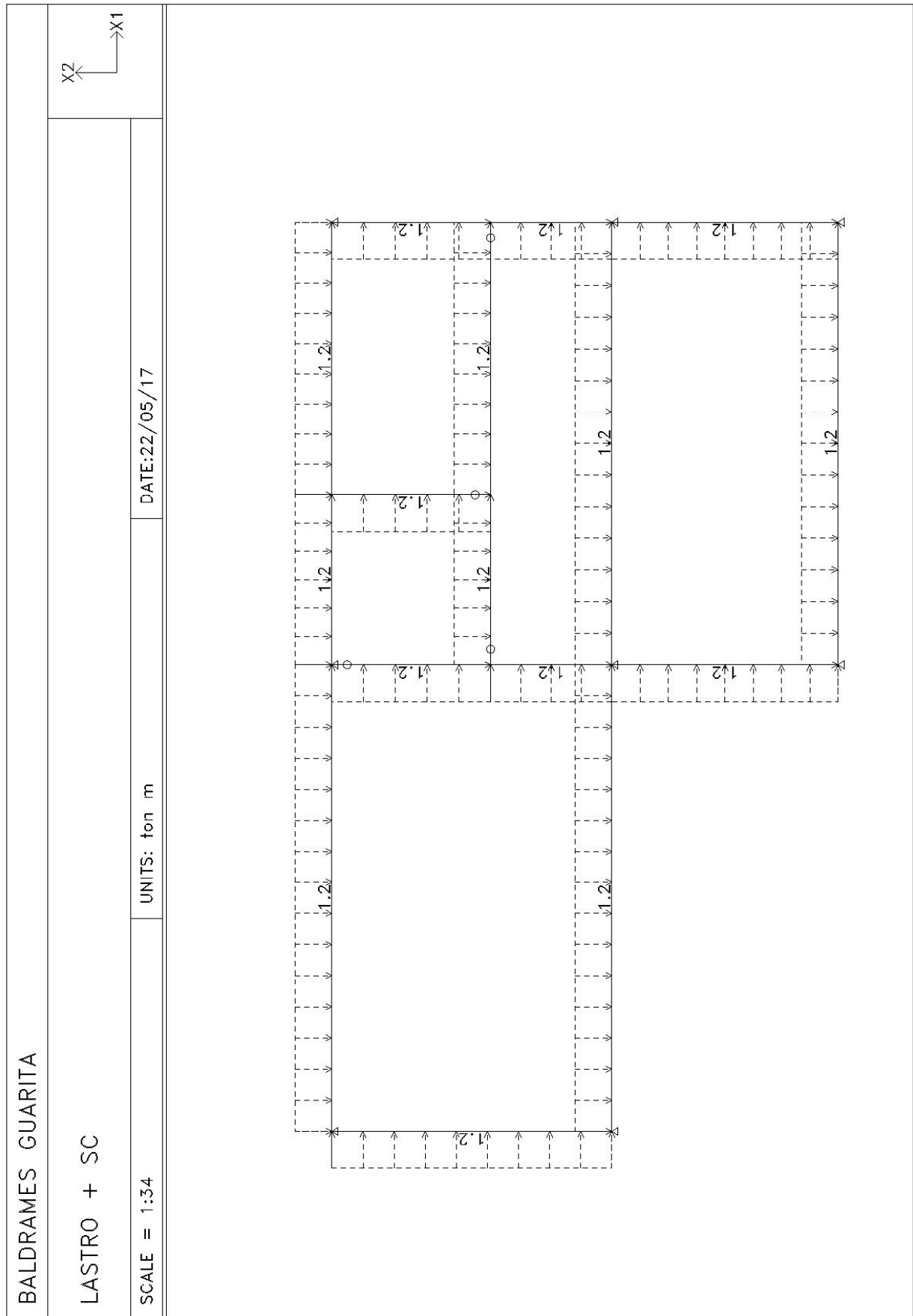
UNITS: ton m

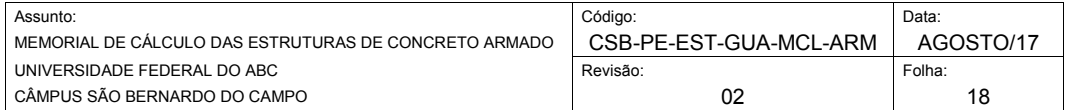
DATE:22/05/17





Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código:	Data:
	CSB-PE-EST-GUA-MCL-ARM	AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 17





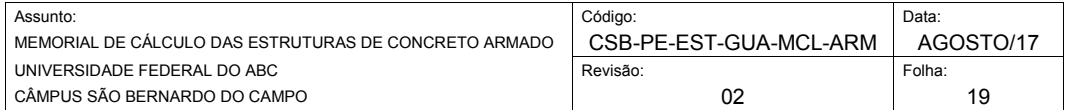
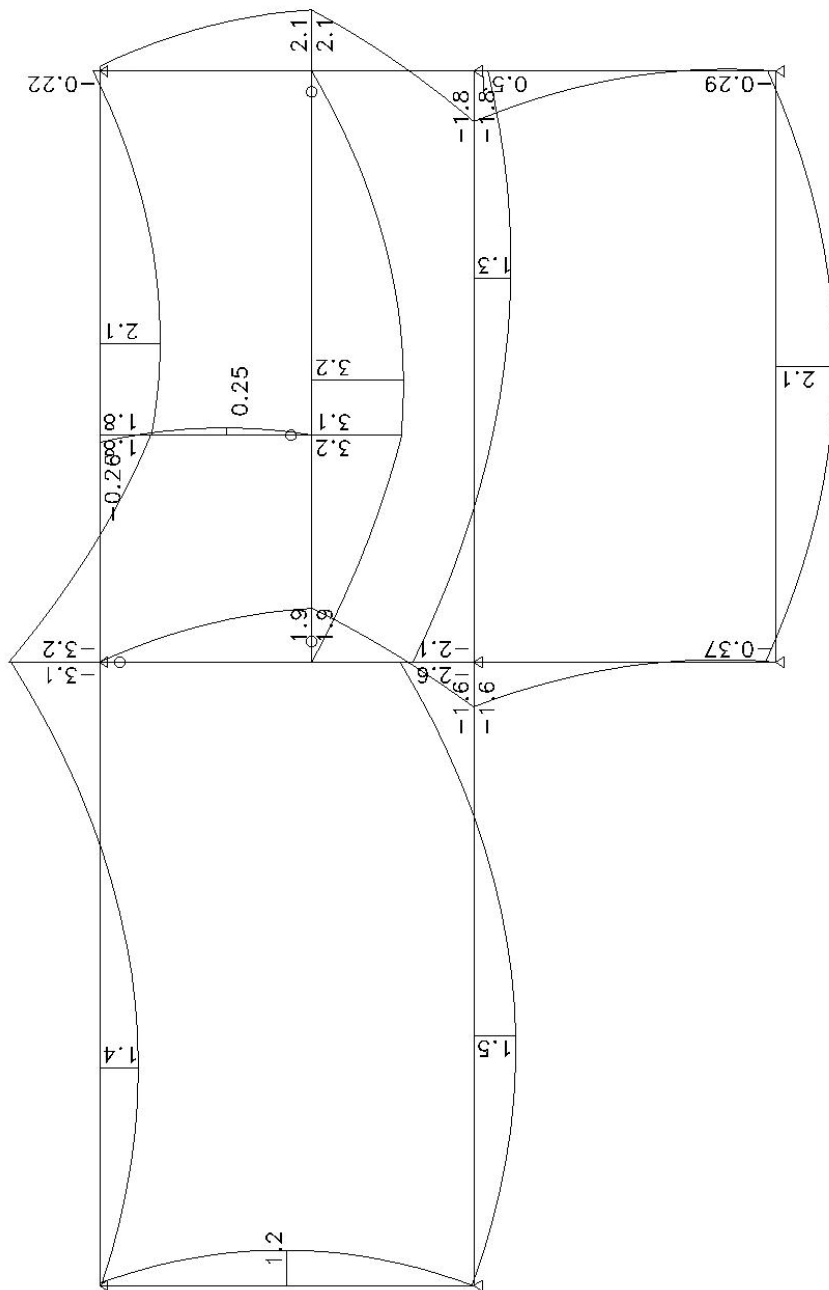


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES – CARGAS TOTAIS

DATE:22/05/17



M2	MOMENT	COMB. NO. 1	1*1.00+2*1.00+3*1.00
----	--------	-------------	----------------------

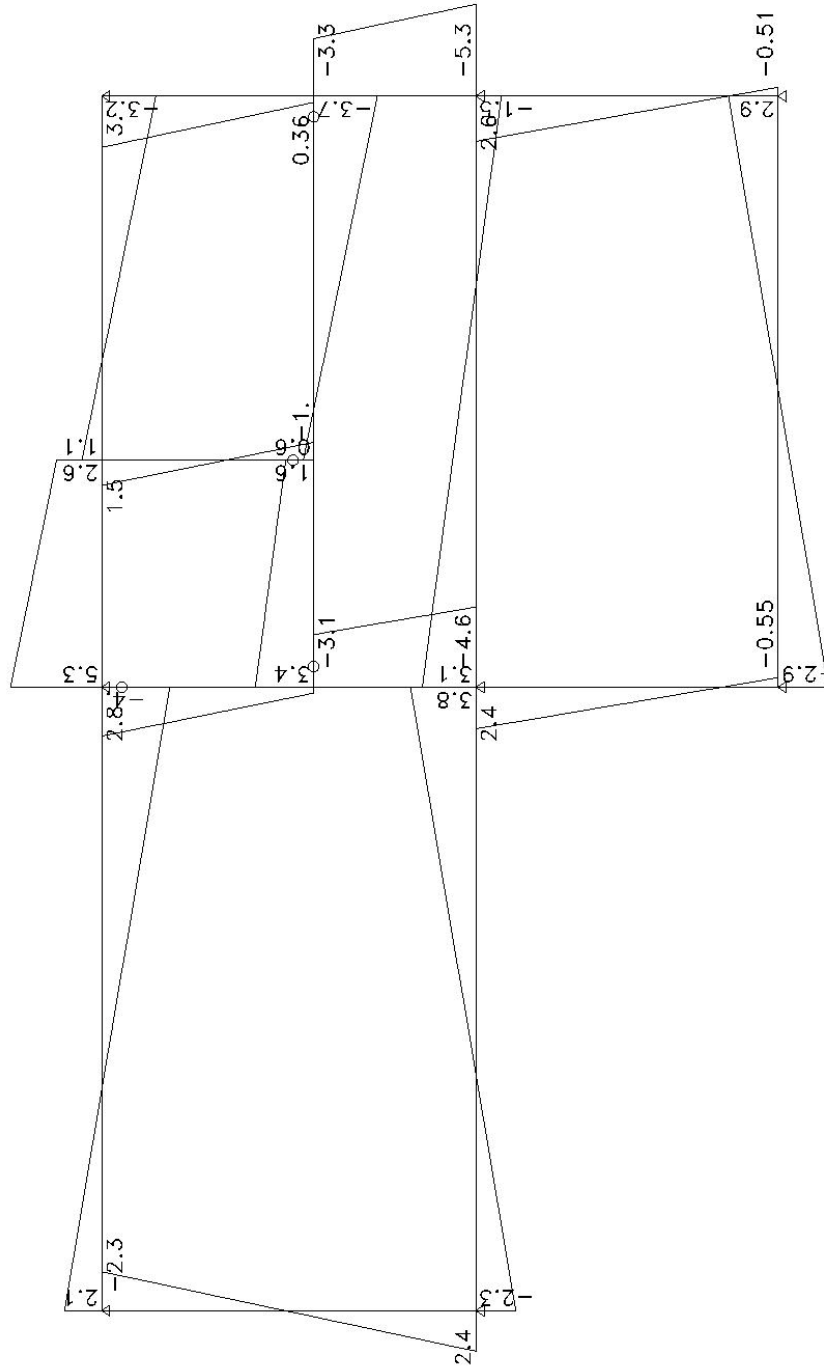
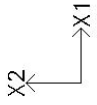
BALDRAMES GUARITA

DIAGRAMA DE FORÇAS CORTANTES – CARGAS TOTAIS

SCALE = 1:34

UNITS: ton

DATE: 22/05/17



V3 SHEAR

COMB. NO. 1 1*1.00+2*1.00+3*1.00



Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-GUA-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
21

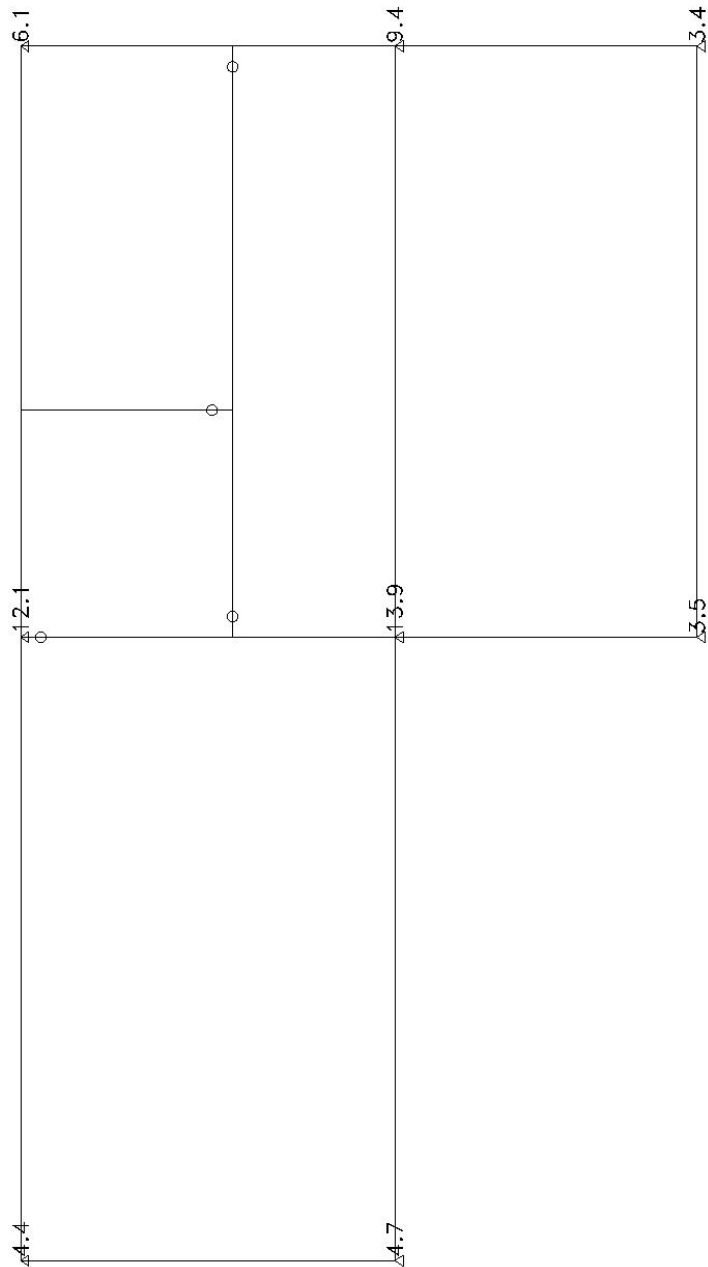
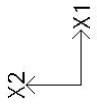
BALDRAMES GUARITA

REAÇÕES DE APOIO – CARGAS TOTAIS

SCALE = 1:34

UNITS: ton

DATE:22/05/17



REACTIONS COMB. NO. 1 $1*1.00+2*1.00+3*1.00$

6.3. Dimensionamento das Lajes

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

$$\begin{aligned} l_y &= 675 \text{ cm} & \alpha_x &= 12,7 \\ l_x &= 446 \text{ cm} & \alpha_y &= 23,5 \\ \lambda &= 1,51 < 2,00 & -\beta_x &= 0,0 \\ & & -\beta_y &= 0,0 \end{aligned}$$

Laje armada em duas direções

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

$$\begin{aligned} p &= 0,70 \text{ tf/m}^2 & M_x &= 1,10 \text{ tfm} \\ l_x &= 446 \text{ cm} & M_y &= 0,59 \text{ tfm} \\ & & -M_{\beta x} &= - \text{ tfm} \\ & & -M_{\beta y} &= - \text{ tfm} \end{aligned}$$

Concreto $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$ Aço CA 50
Ecs = 26838 MPa Es = 210000 MPa Aço $f_{yt} = 500,00 \text{ MPa}$
Seção $b = 100,00 \text{ cm}$
 $h = 12,00 \text{ cm}$
 $d = 8,00 \text{ cm}$
 $d' = 4,00 \text{ cm}$

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)		M_d (tf.m)	$A_s \text{ cal}$ (cm ²)	ϕ (mm)	$A_s \text{ efetivo}$ (cm ²)	Adotado
x	1,10		1,53	4,75	12,50	6,14	Ø 12,5mm c/20cm
y	0,59		0,83	2,48	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm

$$A_s \text{ mín} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
x	1,10	2,33	1965	247,31	0,13	0,14	0,30	Wkmax > wk ok!!
y	0,59	1,76	1378	209,95	0,08	0,10	0,30	Wkmax > wk ok!!

Verificação de Flecha:

$$f_g + f_q = \frac{0,500 \times 4,46^4 \times 100}{0,5 \times 2683841 \times 0,12^3 \times 11,2} + \frac{0,2 \times 4,46^4 \times 100}{2683841 \times 0,12^3 \times 11,2} = 0,762 + 0,152 = 0,914 \text{ cm}$$

$$0,914 \text{ cm} = \frac{L}{488} > \frac{L}{250} \rightarrow \text{Ok!}$$

6.4. Dimensionamento das Vigas

V101, V102, V103, V104

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 30,00$ cm $b_f = 30,00$ cm
 $h = 70,00$ cm
 $d = 60,00$ cm
 $d' = 10,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
+101/102	10,60	14,84	5,92	16,00	3	6,03	3 Ø 16 mm
-103/104	12,80	17,92	7,21	16,00	4	8,04	4 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ min}} = 3,15 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
30,00	70,00	2100	10,00	2,10	3	2,36	2 x 3 Ø 10 mm

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$wk1$ (mm)	$wk2$ (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
+101/102	10,60	12,26	25995	314,29	0,28	0,36	0,30	$Wk_{\text{max}} > wk$ ok!!
-103/104	12,80	14,43	60727	283,96	0,23	0,25	0,30	$Wk_{\text{max}} > wk$ ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
MÁX	7,80	10,92	-4,72	-	8,00	28,92	20,0	5,0	Ø 8mm c/20cm

$$V_{co} = 15,64 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 3,4758 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VB.1

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $bw = 20,00$ cm $bf = 20,00$ cm
 $h = 40,00$ cm $hf =$ cm
 $d = 32,50$ cm
 $d' = 7,50$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	A_s cal (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	A_s efet (cm ²)	Adotado
V1	1,64	2,30	1,68	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm
AP	2,72	3,81	2,84	10,00	4	3,14	4 Ø 10 mm
V2	2,34	3,28	2,43	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm

$$A_{s \text{ min}} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
V1	1,64	7,00	14774	221,50	0,11	0,29	0,30	Wkmax > wk ok!!
AP	2,72	8,06	18174	286,19	0,14	0,16	0,30	Wkmax > wk ok!!
V2	2,34	7,00	14774	316,04	0,22	0,41	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	(A_s/S) cal (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	(A_s/S) efet (cm ² /m)	Adotado
V2	5,30	7,42	1,77	1,392	6,30	26,91	20,0	3,1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 5,65 \text{ tf} \quad A_{s/S \text{ min}} = 2,3172 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VB.2

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 20,00$ cm $b_f = 20,00$ cm
 $h = 40,00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 35,00$ cm
 $d' = 5,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	A_s cal (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	A_s efet (cm ²)	Adotado
VÃO	3,20	4,48	3,11	12,50	3	3,68	3 Ø 12,5 mm

$$A_{s \text{ mín}} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	3,20	8,70	24315	270,79	0,16	0,24	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	(A_s/S) cal (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	(A_s/S) efet (cm ² /m)	Adotado
APOIO	3,70	5,18	-0,90	-	6,30	26,91	20,0	3,1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 6,08 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{mín}} = 2,3172 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VB.3

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 20,00$ cm $b_f = 20,00$ cm
 $h = 40,00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 35,00$ cm
 $d' = 5,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	A_s cal (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	A_s efet (cm ²)	Adotado
V1	1,70	2,37	1,60	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm
AP	2,21	3,09	2,11	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm
V2	1,50	2,09	1,41	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm

$$A_{s \text{ min}} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
V1	1,70	7,29	17329	212,05	0,10	0,28	0,30	Wkmax > wk ok!!
AP	2,21	7,29	17329	276,47	0,17	0,36	0,30	Wkmax > wk ok!!
V2	1,50	7,29	17329	187,03	0,08	0,24	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	(A_s/S) cal (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	(A_s/S) efet (cm ² /m)	Adotado
MAX	3,80	5,32	-0,76	-	6,30	26,91	20,0	3,1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 6,08 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2,3172 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VB.4

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 20,00$ cm $b_f = 20,00$ cm
 $h = 40,00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 35,00$ cm
 $d' = 5,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	A_s cal (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	A_s efet (cm ²)	Adotado
VÃO	2,76	3,86	2,66	12,50	3	3,68	3 Ø 12,5 mm

$$A_{s \text{ mín}} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	2,76	8,70	24315	233,55	0,12	0,21	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	(A_s/S) cal (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	(A_s/S) efet (cm ² /m)	Adotado
APOIO	2,90	4,06	-2,02	-	6,30	26,91	20,0	3,1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 6,08 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{mín}} = 2,3172 \text{ cm}^2/\text{m}$$



VB.5

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
Seção $b_w = 30,00$ cm $b_f = 30,00$ cm
 $h = 40,00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 35,00$ cm
 $d' = 5,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	A_s cal (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	A_s efet (cm ²)	Adotado
VÃO	1,20	1,68	1,12	10,00	3	2,36	3 Ø 10 mm

$$A_{s \text{ mín}} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	1,20	5,97	17665	154,29	0,04	0,11	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	(A_s/S) cal (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	(A_s/S) efet (cm ² /m)	Adotado
APOIO	2,40	3,36	-5,76	-	6,30	17,94	20,0	3,1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 9,12 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{mín}} = 3,4758 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VB.6

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 20,00$ cm $b_f = 20,00$ cm
 $h = 40,00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 35,00$ cm
 $d' = 5,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	A_s cal (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	A_s efet (cm ²)	Adotado
V1	0,12	0,17	0,11	10,00	3	2,36	3 Ø 10 mm
AP	1,36	1,90	1,28	10,00	2	1,57	2 Ø 10 mm
V2	2,02	2,83	1,92	10,00	3	2,36	3 Ø 10 mm

$$A_{s \text{ min}} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
V1	0,12	7,16	16736	15,62	0,00	0,01	0,30	Wkmax > wk ok!!
AP	1,36	5,67	11789	264,79	0,12	0,28	0,30	Wkmax > wk ok!!
V2	2,02	7,16	16736	262,88	0,12	0,19	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	(A_s/S) cal (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	(A_s/S) efet (cm ² /m)	Adotado
MAX	4,60	6,44	0,36	0,261	6,30	26,91	20,0	3,1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 6,08 \text{ tf} \quad A_{s/S \text{ min}} = 2,3172 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VB.7

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 20,00$ cm $b_f = 20,00$ cm
 $h = 40,00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 35,00$ cm
 $d' = 5,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	A_s cal (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	A_s efet (cm ²)	Adotado
VÃO	0,50	0,70	0,46	10,00	2	1,57	2 Ø 10 mm

$$A_{s \text{ mín}} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	0,50	5,97	11777	96,43	0,02	0,10	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	(A_s/S) cal (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	(A_s/S) efet (cm ² /m)	Adotado
APOIO	1,50	2,10	-3,98	-	6,30	26,91	20,0	3,1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 6,08 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{mín}} = 2,3172 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VB.8

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 20,00$ cm $b_f = 20,00$ cm
 $h = 40,00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 35,00$ cm
 $d' = 5,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	A_s cal (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	A_s efet (cm ²)	Adotado
V1	0,14	0,19	0,12	10,00	3	2,36	3 Ø 10 mm
AP	1,53	2,14	1,44	10,00	2	1,57	2 Ø 10 mm
V2	2,24	3,13	2,13	10,00	3	2,36	3 Ø 10 mm

$$A_{s \text{ min}} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
V1	0,14	7,16	16736	17,57	0,00	0,01	0,30	Wkmax > wk ok!!
AP	1,53	5,67	11789	297,89	0,16	0,31	0,30	Wkmax > wk ok!!
V2	2,24	7,16	16736	290,86	0,15	0,21	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	(A_s/S) cal (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	(A_s/S) efet (cm ² /m)	Adotado
MAX	5,30	7,42	1,34	0,976	6,30	26,91	20,0	3,1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 6,08 \text{ tf} \quad A_{s/S \text{ min}} = 2,3172 \text{ cm}^2/\text{m}$$



Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-GUA-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 32

6.5. Dimensionamento dos Pilares

Projeto estrutural: Universidade Federal do ABC

Peça estrutural: Totem

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa DimSec

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - DIMENSIONAMENTO

Norma: NBR 6118/2003

SEÇÃO RETANGULAR

Armadura em duas bordas

Largura b da seção = 196,0 cm

Altura total h da seção = 36,0 cm

Distância d_{linha1} = 5,0 cm

Distância d_{linha2} = 5,0 cm

Características dos materiais:

f_{ck} = 0,30 tf/cm² γ_{aC} = 1,40

f_{yk} = 5,00 tf/cm² γ_{aS} = 1,15

Módulo de elasticidade do aço E_s = 2100 tf/cm²

Esforços solicitantes de cálculo:

N_d = 30 tf M_d = 9,9 tf.m

RESULTADOS:

Armadura em baixo: A_{s1} = 3,74 cm²

Armadura em cima: A_{s2} = 0,00 cm²

Armadura total: A_{stot} = 3,74 cm²

A_s total tracionado = A_{s1tot} = 3,74 cm²

A_{s1tot} mínimo = A_{s1min} = 9,71 cm²

A_s total mínimo = $A_{stotmin}$ = 28,22cm²

Braço de alavanca z = 30, cm

x - x - x



Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-GUA-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 33

Projeto estrutural: Universidade Federal do ABC

Peça estrutural: Totem

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarD

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO NORMAL COMPOSTA
Pilar engastado-livre **Norma: NBR 6118/2007**

SEÇÃO RETANGULAR

Largura b da seção = 196,0 cm Altura total h da seção = 36,0 cm
Distância d linha = 5,0 cm

Armadura distribuída - Bitola constante 22 barras de aço com área total = 27,50 cm²
Duplo eixo de simetria Área de uma só barra = 1,25 cm²

Número de camadas de barras de aço = n_{linha} = 2
Número de barras de aço da primeira camada = 11

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS:
 f_{ck} = 0,30 tf/cm² γ_{maC} = 1,40
 f_{yk} = 5,00 tf/cm² γ_{maS} = 1,15
Módulo de elasticidade do aço E_s = 2100 tf/cm²

CARREGAMENTO

Valor de cálculo da força vertical aplicada no topo do pilar: 0 tf
Excentricidade dessa força = 0,00 m

Carga distribuída ao longo do pilar: p = 0,0020 tf/cm

DADOS SOBRE O PILAR:
Comprimento geométrico do pilar = l_{zero} = 850 cm
Comprimento equivalente do pilar = l_{equiv} = 1700 cm
Índice de esbeltez = λ = 164
Taxa de armadura ρ = 0,39 % Taxa mecânica ω = 0,09
ADVERTÊNCIA: As respostas serão dadas, mas estão prejudicadas porque a taxa de armadura é inferior à mínima de norma.
 $A_{stotmin}$ = 28,22

Coefficiente f_i de fluência = 2,00
Tipo de imperfeição geométrica: Desvio de prumo
Relação N_{Sg}/N_{Sk} = 0,90
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

RESULTADOS:

Força normal resistente máxima (sem momento): 1400,7 tf
Reação vertical na base do pilar = F_{d0} = 21,1 tf
Reação horizontal na base do pilar = R_{h0} = 1,7 tf
Momento fletor no engastamento da base do pilar = M_{d0} = 8,0 tf.m
Fator majorador de momento de 1.ª ordem, devido à fluência: Fator = 1,03

Flechas sucessivas na iteração, em cm:
3,94 4,44 4,44



DEFORMADA FINAL (cm):
Ordenada

ydj(10) = 4,44
ydj(9) = 3,87
ydj(8) = 3,31
ydj(7) = 2,74
ydj(6) = 2,18
ydj(5) = 1,64
ydj(4) = 1,14
ydj(3) = 0,70
ydj(2) = 0,34
ydj(1) = 0,08
ydj(0) = 0,00

SOLICITAÇÕES FINAIS (tf e m)

Sec	M1d	M2d	Md	NSd	MRd	MRdInv
10	0,0	0,0	0,0	0	18,2	-18,2
9	0,1	0,0	0,1	2	18,5	-18,5
8	0,3	0,0	0,3	4	18,8	-18,8
7	0,7	0,0	0,7	6	19,2	-19,2
6	1,2	0,1	1,3	8	19,5	-19,5
5	1,9	0,1	2,0	11	19,8	-19,8
4	2,7	0,2	2,9	13	20,1	-20,1
3	3,7	0,3	4,0	15	20,4	-20,4
2	4,9	0,3	5,2	17	20,7	-20,7
1	6,2	0,4	6,5	19	21,0	-21,0
0	7,6	0,4	8,0	21	21,4	-21,4

O PILAR É ESTÁVEL.

NÃO HÁ RUPTURA

x - x - x



Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-GUA-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 35

Projeto da estrutura: Universidade Federal do ABC

Peça: Pilar - Guarita

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarA

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO NORMAL COMPOSTA

Pilar biarticulado com momentos aplicados nas extremidades - Seções usuais

Norma: NBR 6118/2007

SEÇÃO RETANGULAR

Largura b da seção = 25,0 cm

Altura total h da seção = 40,0 cm

Distância d linha = 5,0 cm

Armadura distribuída - Bitola constante
Duplo eixo de simetria

4 barras de aço com área total = 5,00 cm²
Área de uma só barra = 1,25 cm²

Número de camadas de barras de aço = n_{linha} = 2

Número de barras de aço da primeira camada = 2

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS:

f_{ck} = 0,30 tf/cm²

γ_{maC} = 1,40

f_{yk} = 5,00 tf/cm²

γ_{maS} = 1,15

Módulo de elasticidade do aço E_s = 2100 tf/cm²

CARREGAMENTO

Valor de cálculo da força vertical aplicada no topo do pilar: 21 tf

Momento aplicado na extremidade superior = 0,0 tf.m

Momento aplicado na extremidade inferior = 0,0 tf.m

DADOS SOBRE O PILAR:

Vão teórico do pilar = 420 cm

Índice de esbeltez = λ = 58

Taxa de armadura ρ = 0,50 % Taxa mecânica ω = 0,12

Coefficiente ϕ de fluência = 2,00

Tipo de imperfeição geométrica: Desvio de prumo

Relação N_{Sg}/N_{Sk} = 0,90

Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10

As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

RESULTADOS:

Força normal resistente máxima (sem momento): 203,1 tf

Reação vertical na base do pilar = F_{d0} = 22,61 tf

Reação horizontal na base do pilar = R_{Zero} = 0,11 tf

Reação horizontal no topo do pilar = R_n = -0,11 tf

Fator majorador de momento de 1. ordem, devido à fluência: Fator = 1,01

Flechas sucessivas na iteração, em cm: -0,04 -0,04

DEFORMADA FINAL (cm):

$y_{dj}(10)$ = 0,00

$y_{dj}(9)$ = -0,01

$y_{dj}(8)$ = -0,03

$y_{dj}(7)$ = -0,03

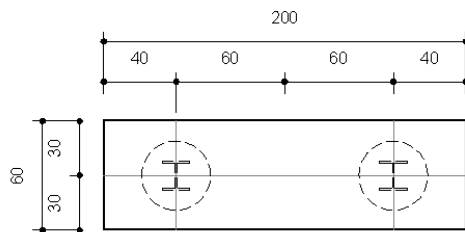
$y_{dj}(6)$ = -0,04

$$\sigma_{Estaca} \leq f_{cd} \therefore OK!$$

6.6.2. Bloco BL2 - 2 estacas metálicas W150x29,8;

DETALHE BLOCO BL2 (2x)

ESC. 1:25

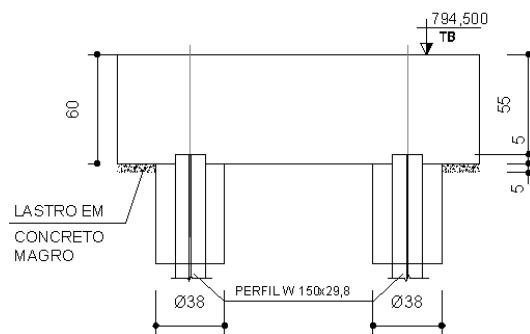


$$A_{\text{Pilar}} = 36 \text{ cm}; \quad N_k = 2 \times 25 = 50 \text{ tf};$$

$$d = 54 \text{ cm};$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa};$$

CORTE B-B



Cabeça das estacas \square 38 cm;

$$\tan(\theta) = \frac{55}{\left(\frac{120}{2} - \frac{36}{4}\right)} = 1,078 \therefore \theta = 47,16^\circ$$

$$\sin^2 \theta = 0,537682$$

$$\sigma_{cd,biela,p} = \frac{1,4 \times 50}{0,6 \times 0,36 \times \sin^2(47,16^\circ)} = 602,7 \text{ tf} / \text{m}^2 = 6,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd,biela,e} = \frac{1,4 \times 50}{2 \times 0,1134 \times \sin^2(47,16^\circ)} = 574 \text{ tf} / \text{m}^2 = 5,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd,lim} = 1,4 \times 0,95 \times f_{cd} = 1,4 \times 0,95 \times \frac{30}{1,4} = 28,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd,lim} > \sigma_{cd,biela}$$

Ok!!!

$$A_s = 1,15 \times \frac{Qd \times l}{4 \times d \times \sigma_{sd}} \times \left(1 - \frac{a}{2l}\right); \quad \sigma_{sd} = \frac{f_{yk}}{1,2 \times 1,15} = 3,623 \text{ tf/m}^2;$$

$$A_s = 1,15 \times \frac{1,4 \times 50 \times 1,20}{4 \times 0,54 \times 3,623} \times \left(1 - \frac{0,36}{2 \times 1,20}\right) = 10,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \square 16 \text{ mm} \quad (A_{s \text{ ef.}} = 12 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s \text{ t/face}} = 0,075 \times b = 0,075 \times 60 = 4,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ t}} = 4 \square 10 \text{ mm C/15} \quad (A_{s \text{ ef.}} = 5,6 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s \text{ t2}} = \square 10 \text{ mm C/15 cm}$$



FACCIO ARQUITETURA

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO**

CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM-R02

**MEMORIAL DE CÁLCULO
ESTRUTURAS
HANGAR**

AGOSTO/ 2017



SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	3
2. CRITÉRIOS DE PROJETO	3
3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	3
3.1. Concreto estrutural.....	3
3.2. Aços	3
4. SOFTWARES UTILIZADOS.....	4
5. COMBINAÇÃO DE CARREGAMENTOS UTILIZADA	4
6. MEMÓRIA DE CÁLCULO	5
6.1. Fundação	5
6.2. Primeiro pavimento	57
6.3. Segundo pavimento	75
6.4. Terceiro pavimento/ Acesso a cobertura	109
6.5. Cobertura / Cobertura nível 807,710	122
6.6. Cobertura / Cobertura nível 808,77	136
6.7. Escada do Hangar.....	148
6.8. Pilares	175
6.9. Blocos de fundação.....	204

1. INTRODUÇÃO

O objetivo do presente documento é apresentar o cálculo das estruturas de concreto armado das edificações da Universidade Federal do ABC – Câmpus São Bernardo do Campo.

2. CRITÉRIOS DE PROJETO

NORMAS E REGULAMENTOS

NBR 6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento;

NBR 6120/1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações

NBR 6123/1988 – Forças Devidas a Ventos nas Edificações;

NBR 8681/2003 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

CAA II - Moderada

PESOS ESPECÍFICOS CONSIDERADOS

Peso Específico do Concreto: $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Peso Específico do Solo: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$

Peso Específico da Água: $\gamma = 10,0 \text{ kN/m}^3$

3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

3.1. Concreto estrutural

Infra-estrutura (estacas)	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidade	$E = 21,3 \text{ GPa}$
Módulo de Elasticidade	$E = 31,9 \text{ GPa}$
Pilares, blocos de fundação, vigas e lajes	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidade	$E = 26,1 \text{ GPa}$
Coeficiente de Dilatação Térmica	$1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Cobrimento das armaduras das lajes	2,5 cm
Cobrimento das armaduras dos demais elementos	3,0 cm

3.2. Aços

CA-50 (Alta aderência)	$f_{yk} \geq 500 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidade	$E = 210 \text{ GPa}$

4. SOFTWARES UTILIZADOS

Structural Analysis Programs - STRAP – Versão 12.5.

5. COMBINAÇÃO DE CARREGAMENTOS UTILIZADA

Combinação de Carregamentos

F_{gk} = Cargas Permanentes

F_{egk} = Retração

F_{qk} = Sobre carga Útil

F_{wk} = Vento

F_{ek} = Variação de Temperatura

ESTADO LIMITE ÚLTIMO (E.L.U)

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{eg} \cdot F_{egk} + \psi_0 \cdot \gamma_{qk} \cdot F_{qk} + \psi_w \cdot \gamma_{wk} \cdot F_{wk} + \psi_0 \cdot \gamma_{ek} \cdot F_{ek}$$

CP	Retração		S/C		Vento		Temp.	
γ_g	ψ_0	γ_{gk}	ψ_0	γ_{qk}	ψ_w	γ_{wk}	ψ_0	γ_{ek}
1,4	1	1,2	1	1,4	0,6	1,4	0,6	1,2
1,4	1	1,2	0,8	1,4	1	1,4	0,6	1,2
1,4	1	1,2	0,8	1,4	0,6	1,4	1	1,2

ESTADO LIMITE SERVIÇO (E.L.S)

Combinação Quase Permanente - ψ_2

Combinação Frequente - ψ_1

Combinação Rara

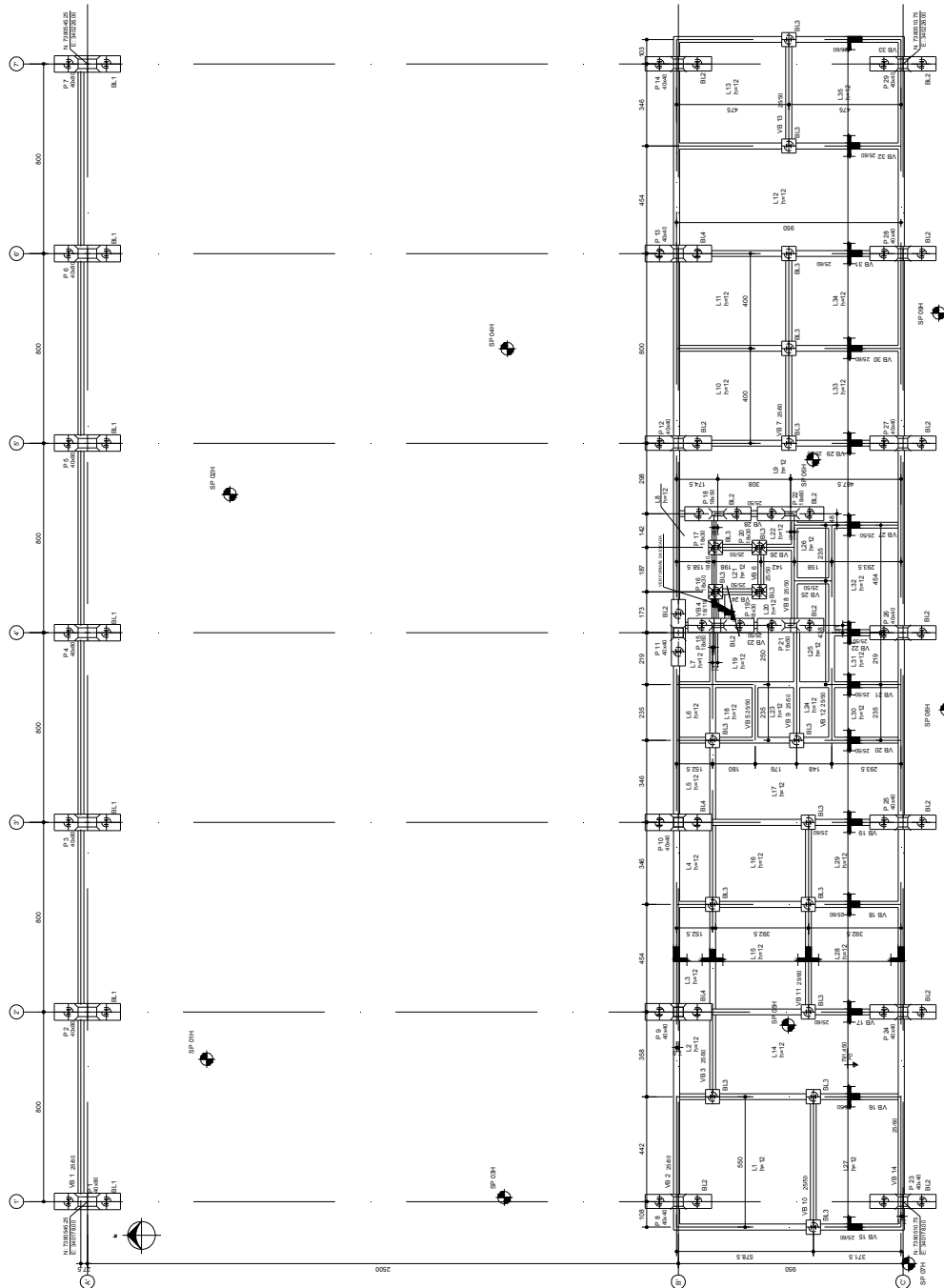
$$F_d = F_{gk} + F_{egk} + \psi_i \cdot F_{qk} + \psi_i \cdot F_{wk} + \psi_i \cdot F_{ek}$$

S/C		Vento		Temp.	
ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2
0,6	0,4	0,3	0	0,5	0,3

6. MEMÓRIA DE CÁLCULO

6.1. Fundação

Geometria



CARGAS DISTRIBUÍDAS

Peso próprio lajes ($h=12\text{cm}$) = $0,25 \times 0,12 = 0,300 \text{ tf/m}^2$

Enchimento+acabamentos = $0,35 \times 1,9 + 0,100 = 0,765 \text{ tf}$

Peso próprio das vigas = $0,25 \times 0,50 \times 2,5 = 0,312 \text{ tf/m}$;

Peso próprio das vigas = $0,25 \times 0,60 \times 2,5 = 0,375 \text{ tf/m}$;

Sobrecarga = $0,500 \text{ tf/m}$;

CARGAS CONCENTRADAS DEVIDO A COBERTURA METÁLICA

Pilares P1 a P7 (B23 a B29 no Projeto de Estrutura Metálica)

CARGAS NAS BASES (tf,m)

BASES	CP			SC		CV			
	V	Hy	Mx	V	Mx	V	Hy	Mx	My
B15 À B21	6,3	-	-0,7	1,8	-	-3,5	-0,4	-1,9	-
B30 À B38	32	-0,2	-0,8	9,4	-	-19,5	-0,4	-1,8	-
B23 À B29	21,3	0,6	5,1	6,5	2	-12,1	-4,3	-19,3	$\pm 0,5$

Projeto de Estrutura Metálica – Desenho 03

Pilares P1 a P7 - Bases do Fechamento metálico apoiados na viga baldrame
(B1 a B12 no Projeto de Estrutura Metálica)

CARGAS NAS BASES (tf,m)

BASES	CP	SC	CV		
	V	V	V	Hx	Hy
B1 À B12	1,7	0,5	-0,5	-	$\pm 0,2$
B13, B14	4,2	1,3	-2,2	$\pm 0,2$	-
B15, B18 À B21	0,5	1,5	-	$\pm 2,0$	-
B16, B17	12	3,6	-6,9	-	-

Projeto de Estrutura Metálica – Desenho 01

As cargas nas bases dos pilares é proveniente das cargas permanentes e sobrecargas do devido pavimento, segundo a norma NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações.



Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

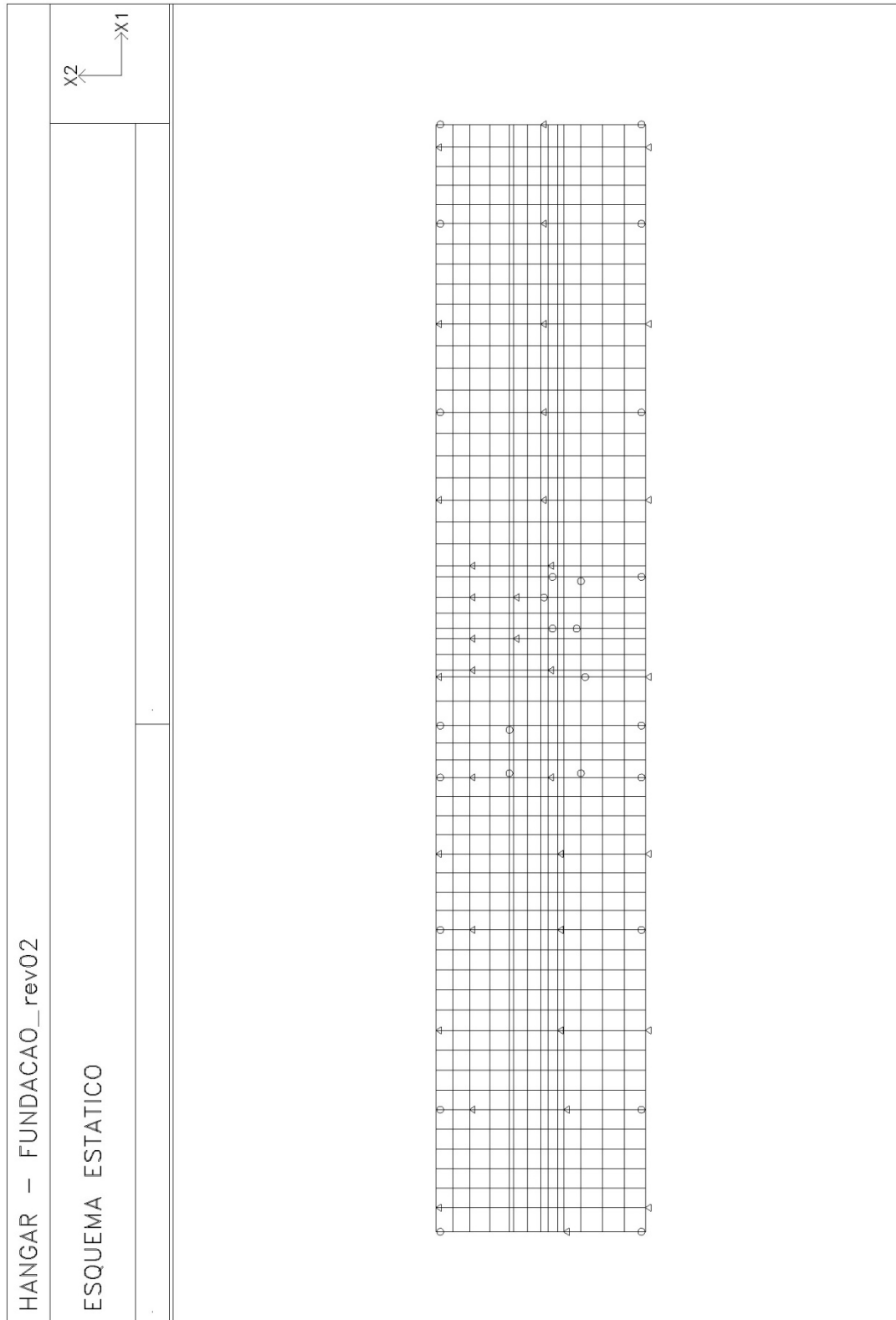
Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

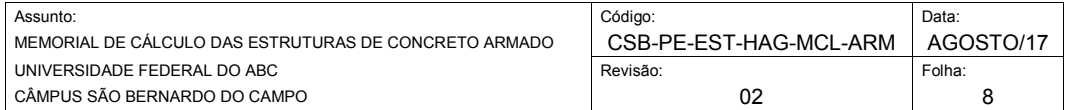
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
7

ESQUEMA ESTÁTICO, CARREGAMENTOS E ESFORÇOS (PROCESSAMENTOS)







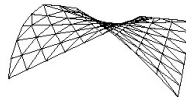
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
9

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

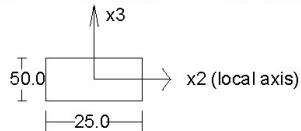
HANGAR - FUNDACAO_rev02
PROPRIEDADES
Prepared by: PROPRIEDADES

Page: 1
Date: 26/05/17

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

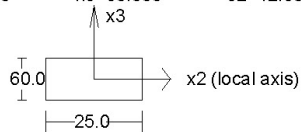
PROPERTY NO. 1

A=0.1250E+04 I2=0.2604E+06 I3=0.6510E+05 J=0.1788E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=150.000 SF3=0.850
h2=25.000 h3=50.000 e2=12.500 e3=25.000



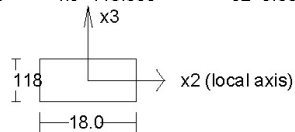
PROPERTY NO. 2

A=0.1500E+04 I2=0.4500E+06 I3=0.7812E+05 J=0.2307E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=170.000 SF3=0.850
h2=25.000 h3=60.000 e2=12.500 e3=30.000



PROPERTY NO. 3

A=0.2124E+04 I2=0.2465E+07 I3=0.5735E+05 J=0.2073E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=272.000 SF3=0.850
h2=18.000 h3=118.000 e2=9.000 e3=59.000



PROPERTY NO. 4

Thickness = 12.000
Material = 1 - C30 SF3=0.000



Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

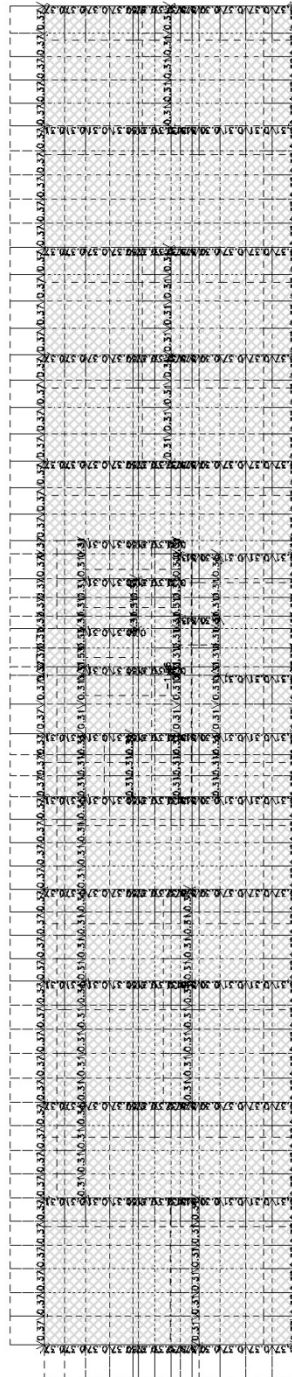
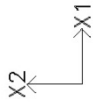
Revisão:
02

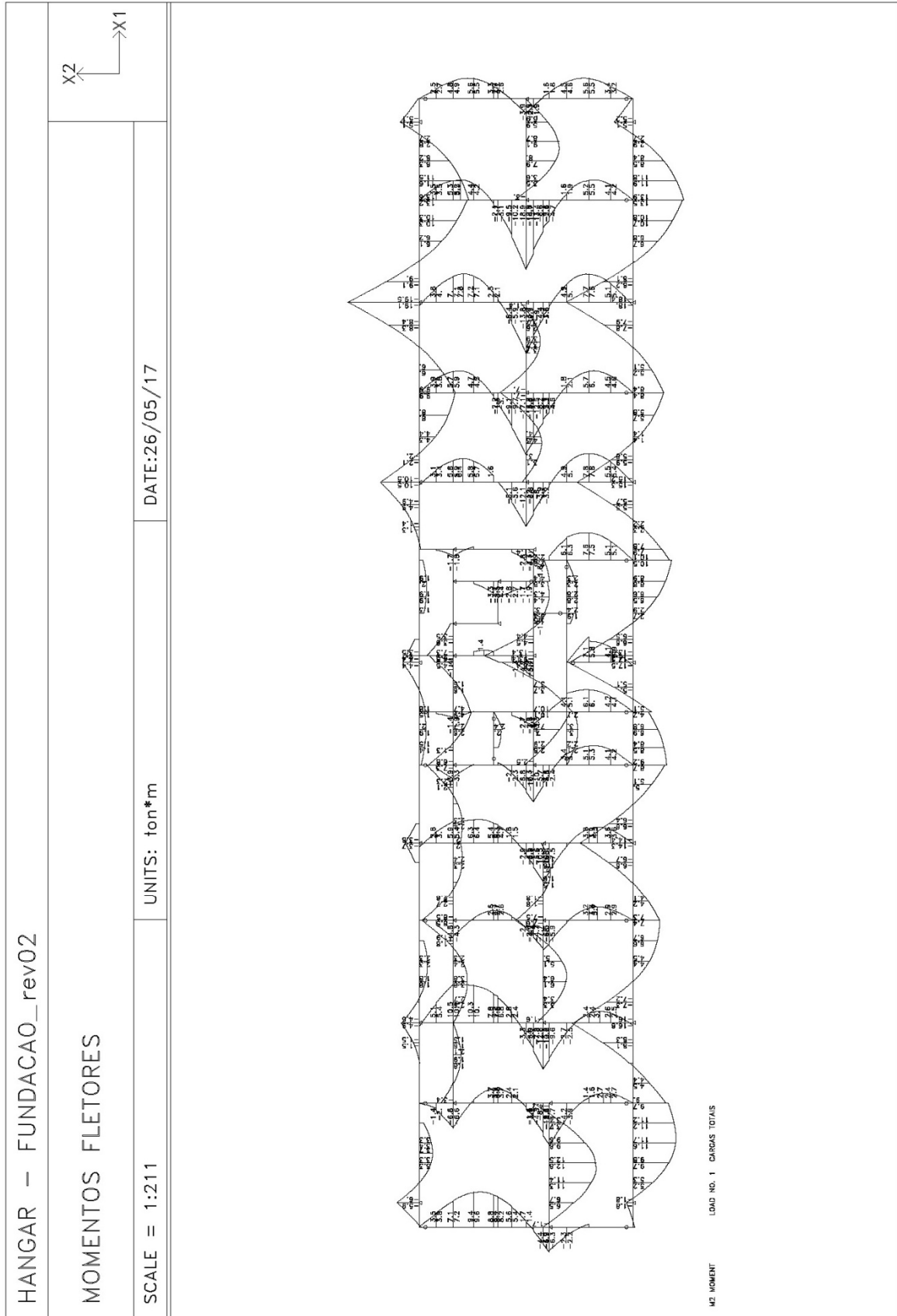
Data:
AGOSTO/17

Folha:
10

HANGAR – FUNDACAO_rev02

CARREGAMENTOS



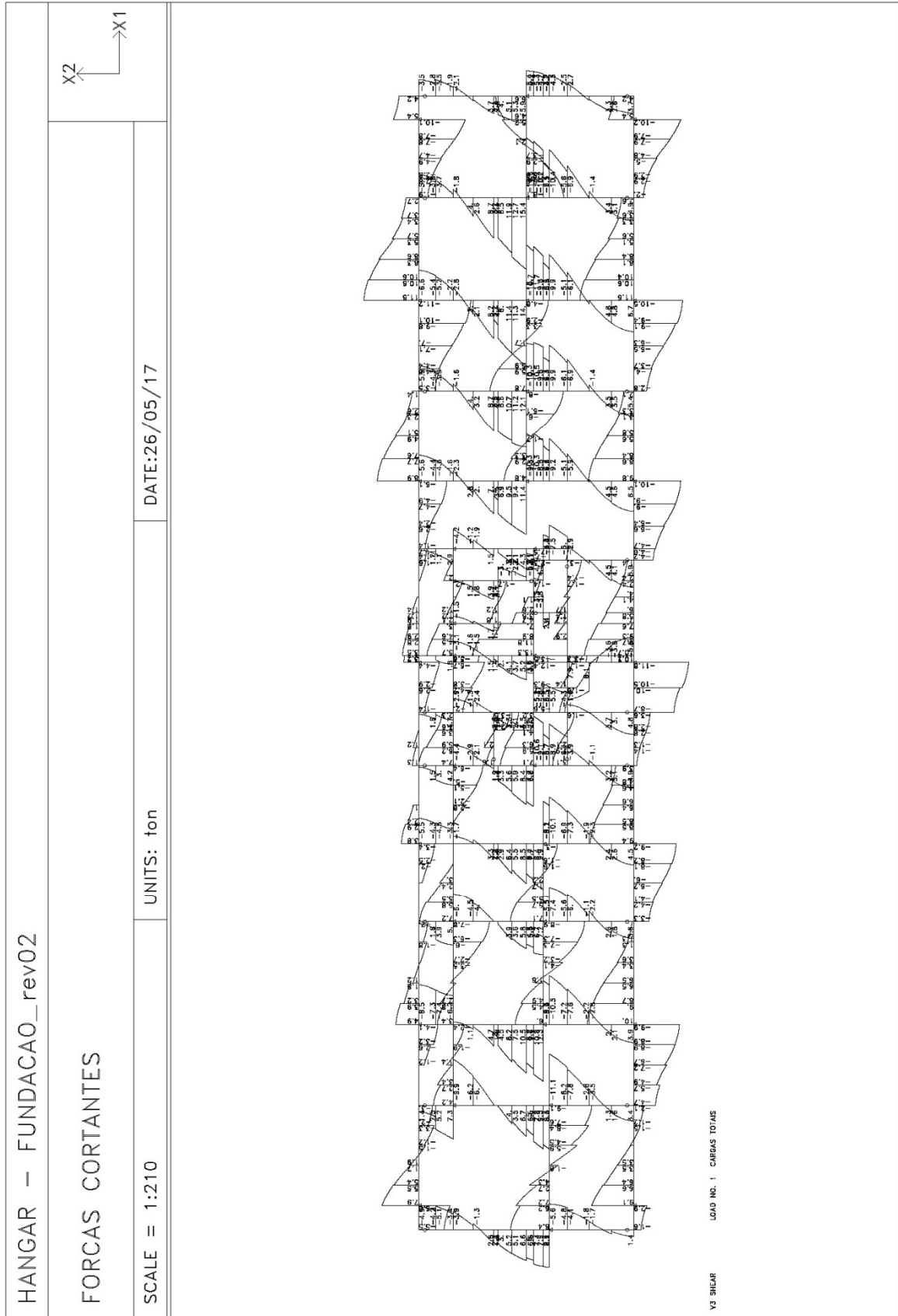


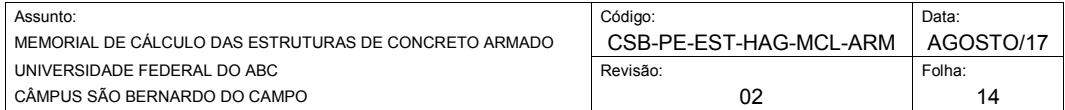


Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
12







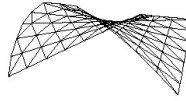
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
15

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

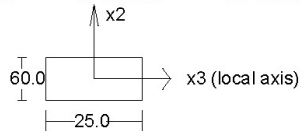
HANGAR - P1 A P7
PROPRIÉDADES
Prepared by: PROPRIÉDADES

Page: 1
Date: 16/03/17

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

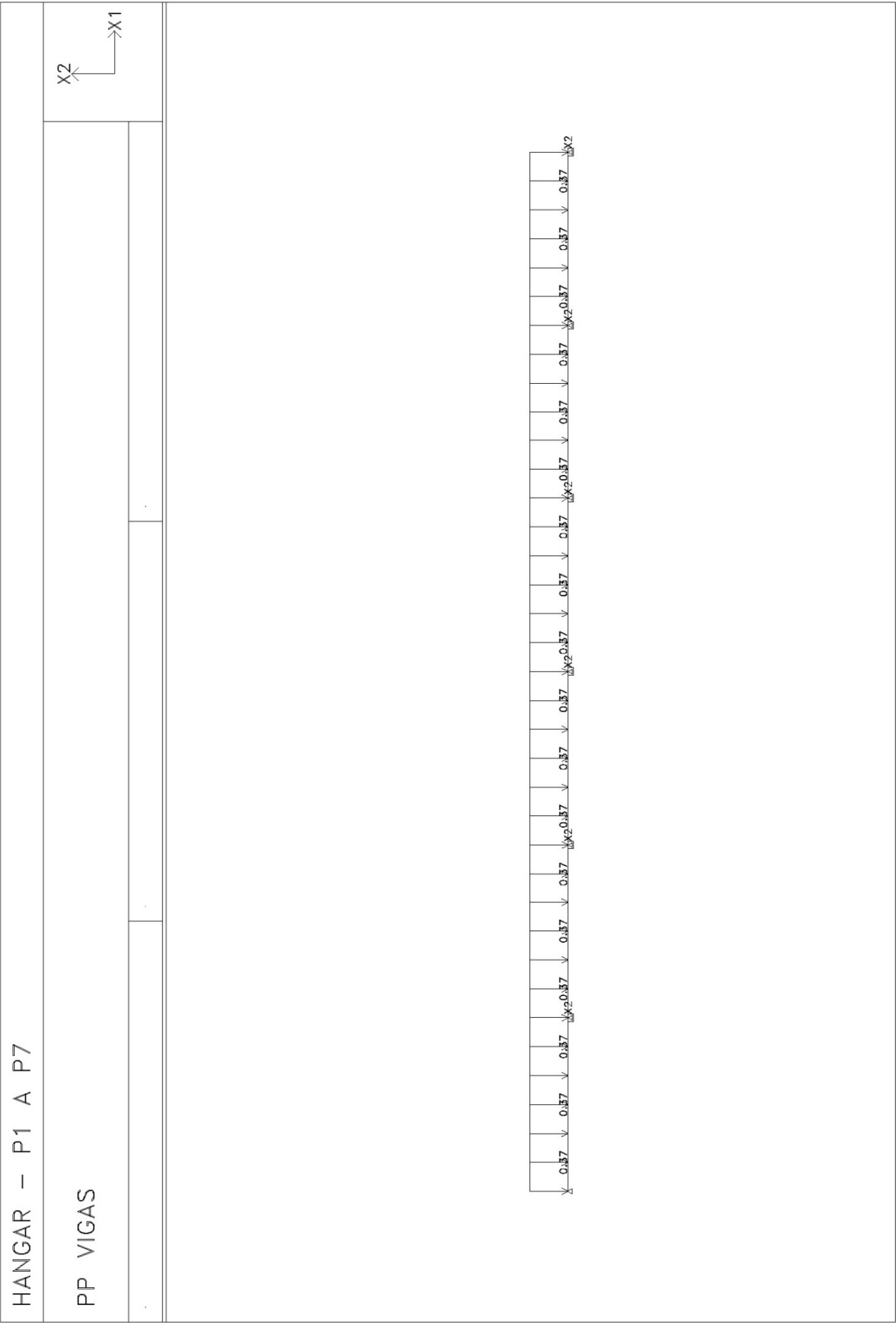
PROPERTY NO. 1

A=0.1500E+04 I2=0.7812E+05 I3=0.4500E+06 J=0.2307E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C35 Perimeter=170.000 SF3=0.850
h2=60.000 h3=25.000 e2=30.000 e3=12.500





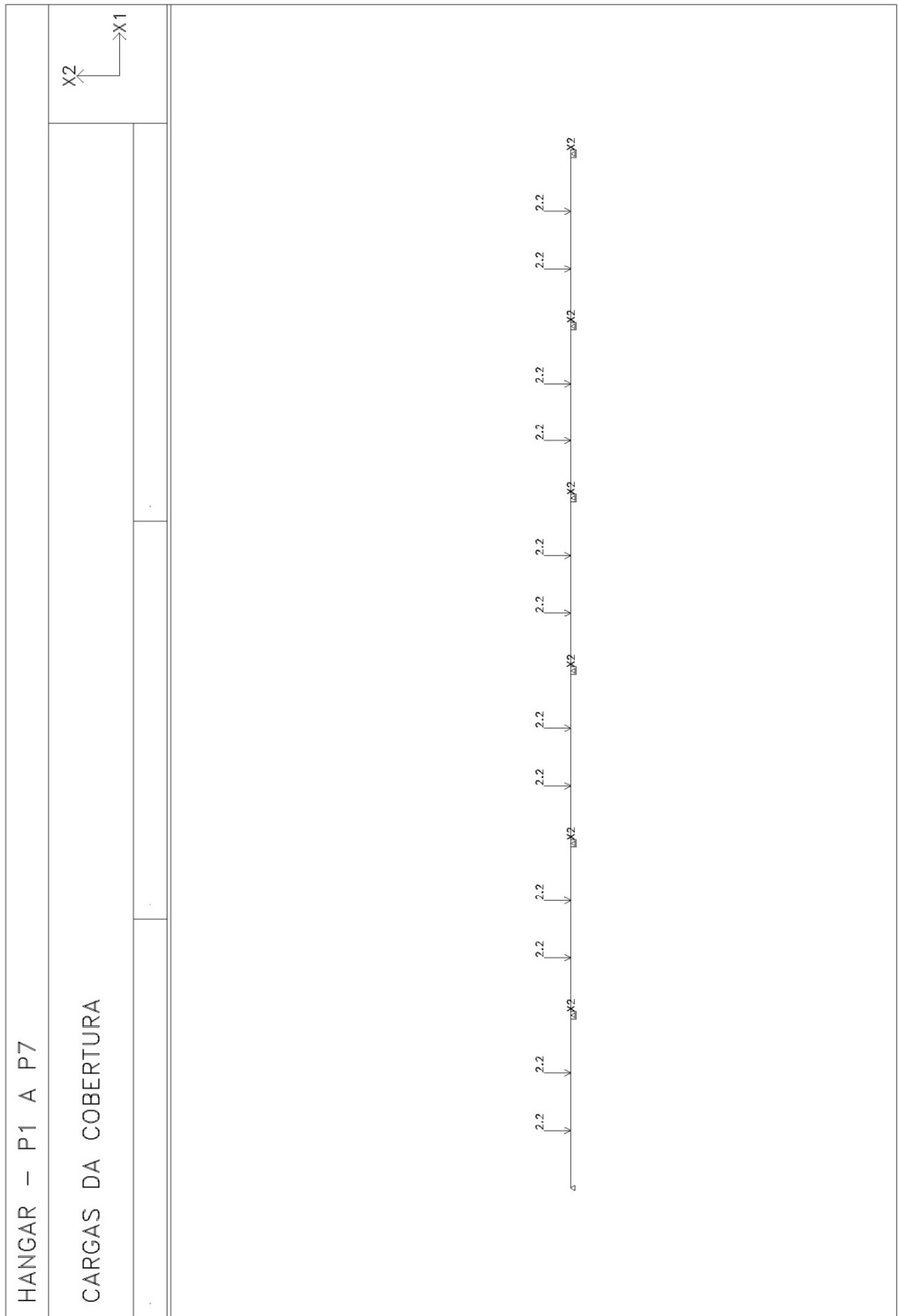
Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 16

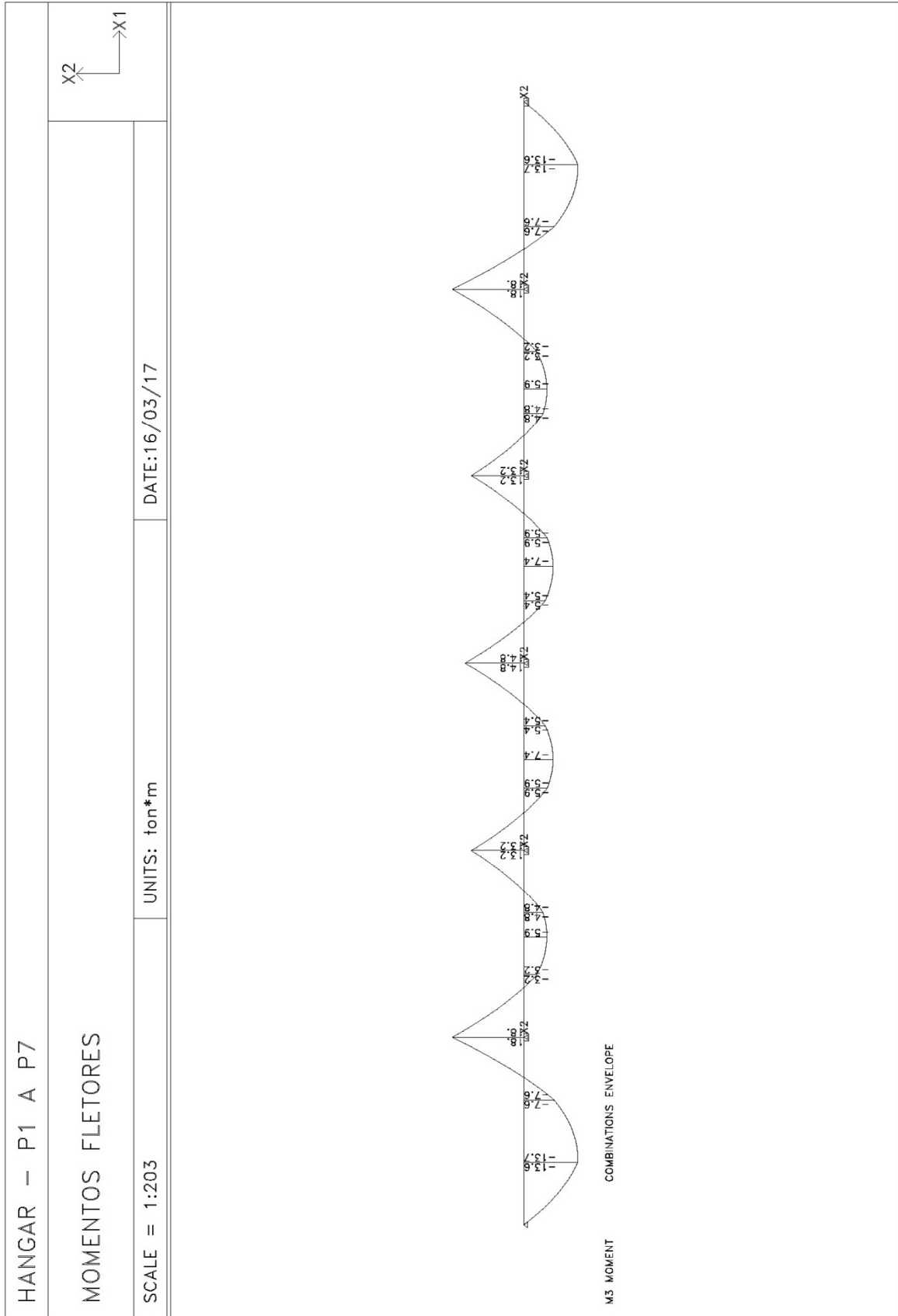






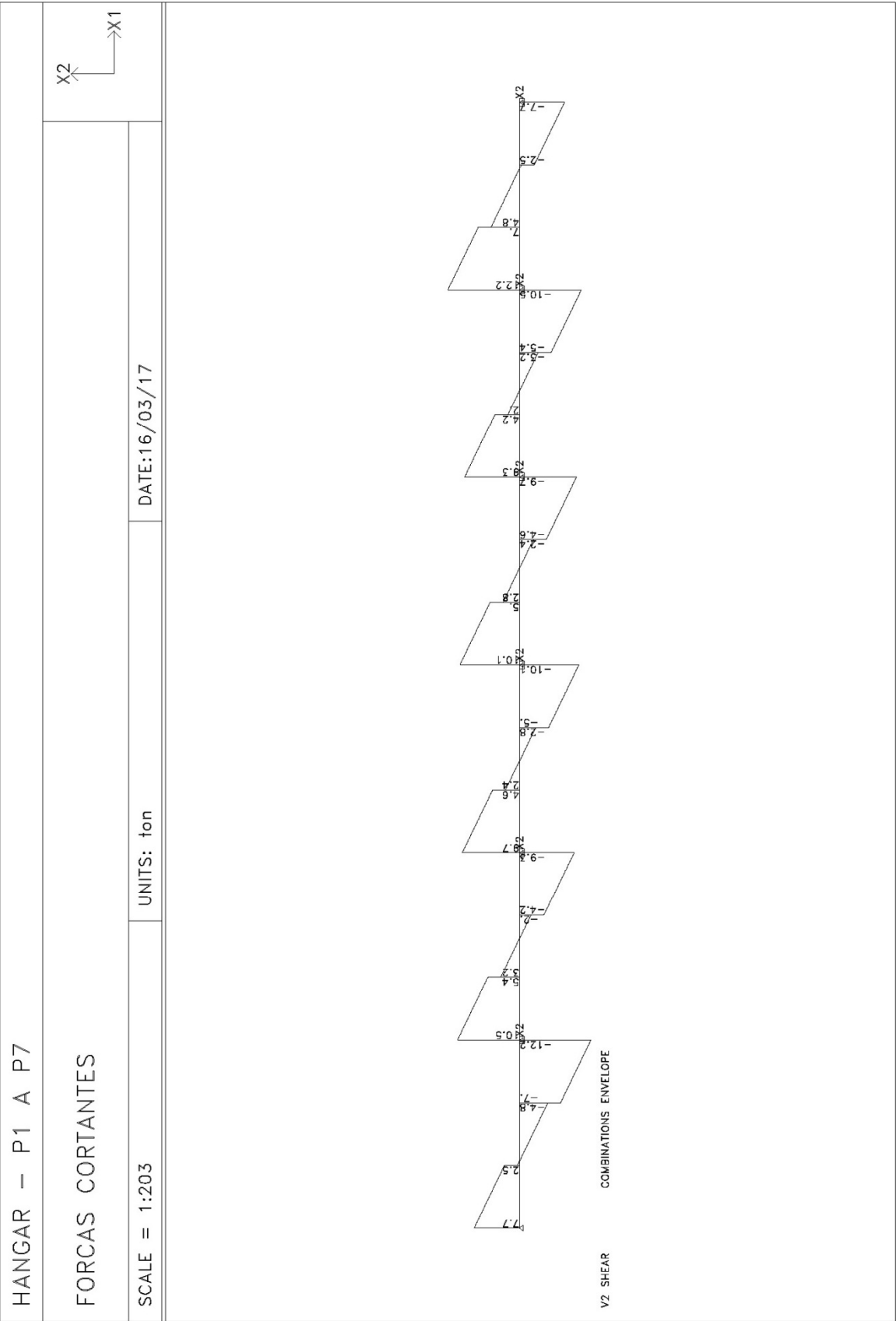
Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 18

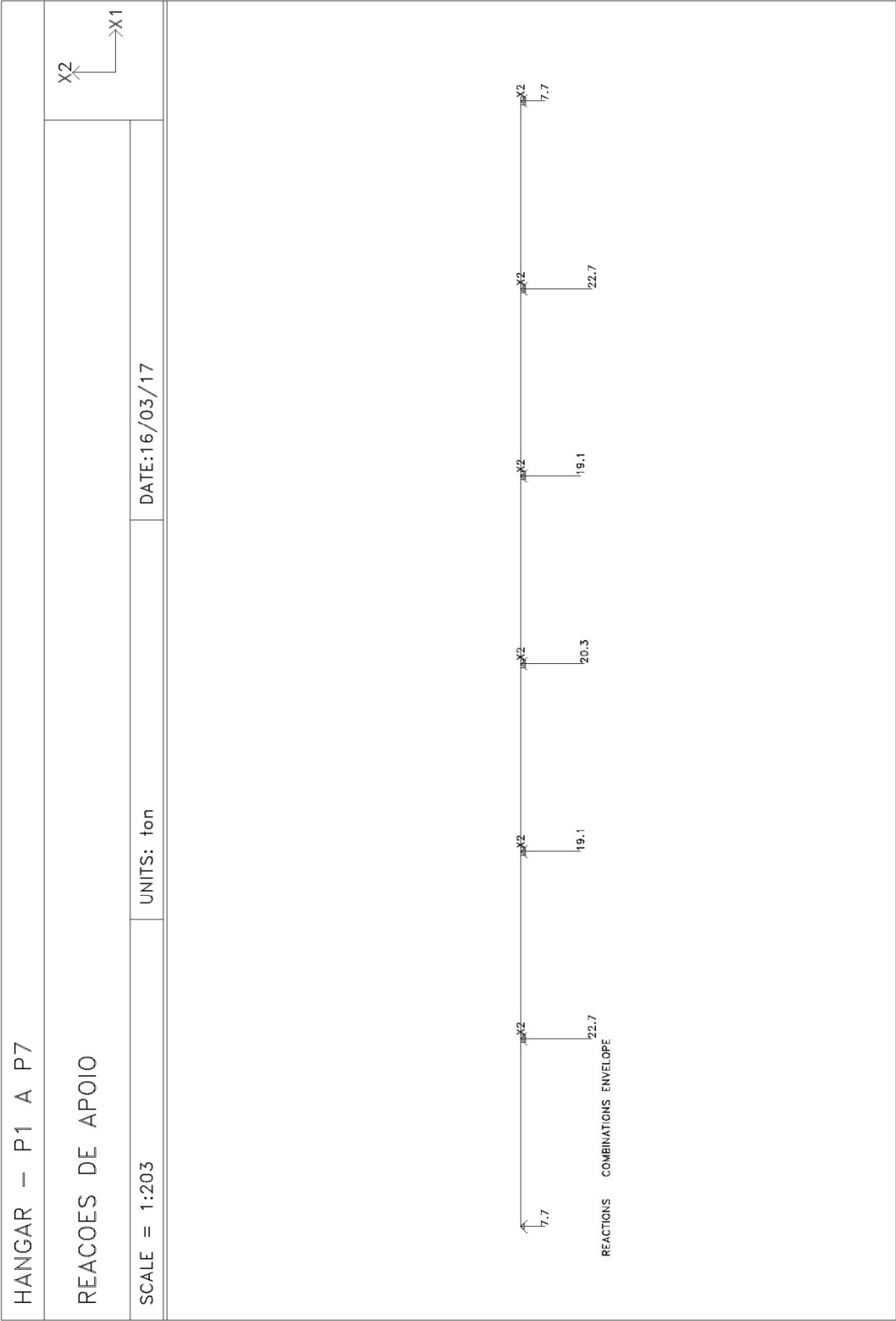






Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 20





DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

LAJE: **L1**

Dados:

Carregamento (p) = **1.57** tf/m²

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = **580** cm $\alpha_x =$ **32.1**
lx = **550** cm $\alpha_y =$ **33.7**
 $\lambda = 1.05 < 2.00$ $-\beta_x =$ **13.3**
 $-\beta_y =$ **13.8**

Momentos Fletores

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = **1.57** tf/m² $M_x =$ **1.47** tfm
lx = **550** cm $M_y =$ **1.40** tfm
 $-M_{\beta x} =$ **3.56** tfm
 $-M_{\beta y} =$ **3.43** tfm

LAJE: L1

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa

Aço CA 50

$E_{cs} = 26838$ MPa

$E_s = 210000$ MPa

Aço $f_{yt} = 500.00$ MPa

Seção

$b = 100.00$ cm

$h = 12.00$ cm

$d = 9.00$ cm

$d' = 3.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_{gk} (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\ cal}$ (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s\ efetivo}$ (cm ²)	Adotado
Mx	1.48	2.07	5.73	12.50	8.18	Ø 12.5mm c/15cm
My	1.41	1.97	5.44	12.50	8.18	Ø 12.5mm c/15cm
Mx-	3.56	4.98	16.42	16.00	16.76	Ø 16mm c/12cm
My-	3.43	4.80	15.60	16.00	16.76	Ø 16mm c/12cm

$A_{s\ min} =$

1.80 cm²

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
Mx	2.07	2.81	3192	314.15	0.22	0.14	0.30	Wkmax > wk ok!!
My	1.97	2.81	3192	299.29	0.20	0.14	0.30	Wkmax > wk ok!!
Mx-	4.98	4.39	5607	320.51	0.29	0.16	0.30	Wkmax > wk ok!!
My-	4.80	4.39	5607	308.80	0.27	0.15	0.30	Wkmax > wk ok!!

Flecha

$$fg = \frac{1,065 \times 5,5^4 \times 100}{0,5 \times 2.683.840 \times 0,12^3 \times 37,1} = 1,13 \text{ cm}$$

$$fq = \frac{0,5 \times 5,5^4 \times 100}{2.683.840 \times 0,12^3 \times 37,1} = 0,27 \text{ cm}$$

$$fg + fq = 1,4 \text{ cm} \leq 1,83 \text{ cm}$$

LAJE: L9

Dados:

Carregamento (p) = 1.57 tf/m²

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 950 cm
lx = 350 cm
λ = 2.71 > 2.00
 $\alpha_x = 24.0$
 $\alpha_y = 47.0$
 $-\beta_x = 12.0$
 $-\beta_y = 0.0$

Momentos Fletores

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = 1.57 tf/m²
lx = 350 cm
 $M_x = 0.80$ tfm
 $M_y = 0.41$ tfm
 $-M_{\beta x} = 1.60$ tfm
 $-M_{\beta y} = -$ tfm

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.00$ MPa
Seção b = 100.00 cm
h = 12.00 cm
d = 9.00 cm
d' = 3.00 cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_{gk} (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s\text{ efetivo}}$ (cm ²)	Adotado
Mx	0.80	1.12	2.98	8.00	4.19	Ø 8mm c/12cm
My	0.41	0.57	1.50	8.00	3.35	Ø 8mm c/15cm
Mx-	1.60	2.24	6.24	12.50	8.18	Ø 12.5mm c/15cm

$$A_{s\text{ min}} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
Mx	1.12	2.12	1869	322.44	0.15	0.08	0.30	Wkmax > wk ok!!
My	0.57	1.86	1551	206.72	0.06	0.06	0.30	Wkmax > wk ok!!
Mx-	2.24	3.13	3713	276.92	0.17	0.13	0.30	Wkmax > wk ok!!

LAJE: L12

Dados:

Carregamento (p) = 1.57 tf/m²

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 950 cm
lx = 430 cm
λ = 2.21 > 2.00
α_x = 24.0
α_y = 47.0
-β_x = 12.0
-β_y = 0.0

Momentos Fletores

$$M = \frac{p l_x^2}{\alpha}$$

p = 1.57 tf/m²
lx = 430 cm
M_x = 1.21 tfm
M_y = 0.62 tfm
-M_{βx} = 2.41 tfm
-M_{βy} = - tfm

Dados:

Concreto f_{ck} = 30.00 MPa Aço CA 50
E_{cs} = 26838 MPa Es = 210000 MPa Aço f_{yt} = 500.00 MPa
Seção b = 100.00 cm
h = 12.00 cm
d = 9.00 cm
d' = 3.00 cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M _{gk} (tf.m)	M _d (tf.m)	A _{s cal} (cm ²)	φ (mm)	A _{s efetivo} (cm ²)	Adotado
Mx	1.21	1.69	4.61	10.00	5.24	Ø 10mm c/15cm
My	0.62	0.87	2.29	8.00	3.35	Ø 8mm c/15cm
Mx-	2.41	3.37	9.93	12.50	10.23	Ø 12.5mm c/12cm

$$A_{s \min} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M _d (tf.m)	X _{II} (cm)	I _{II} (cm ⁴)	σ _s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
Mx	1.69	2.34	2244	393.54	0.27	0.14	0.30	Wkmax > wk ok!!
My	0.87	1.78	1555	315.43	0.14	0.09	0.30	Wkmax > wk ok!!
Mx-	3.37	3.47	3839	380.32	0.32	0.15	0.30	Wkmax > wk ok!!

Flecha

$$fg = \frac{1,065 \times 4,5^4 \times 100}{0,5 \times 2.683.840 \times 0,12^3 \times 32} = 0,59 \text{ cm}$$

$$fq = \frac{0,5 \times 4,5^4 \times 100}{2.683.840 \times 0,12^3 \times 32} = 0,14 \text{ cm}$$

$$fg + fq = 0,73 \text{ cm} \leq 1,50 \text{ cm}$$

LAJE: L28

Dados:

Carregamento (p) = 1.57 tf/m²

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 450 cm
lx = 400 cm
λ = 1.13 < 2.00
 $\alpha_x = 34.9$
 $\alpha_y = 36.4$
 $-\beta_x = 14.4$
 $-\beta_y = 14.3$

Momentos Fletores

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = 1.57 tf/m²
lx = 400 cm
 $M_x = 0.72$ tfm
 $M_y = 0.69$ tfm
 $-M_{\beta x} = 1.74$ tfm
 $-M_{\beta y} = 1.75$ tfm

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.00$ MPa
Seção b = 100.00 cm
h = 12.00 cm
d = 9.00 cm
d' = 3.00 cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_{gk} (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s\text{ efetivo}}$ (cm ²)	Adotado
Mx	0.72	1.01	2.67	8.00	3.35	Ø 8mm c/15cm
My	0.69	0.97	2.56	8.00	3.35	Ø 8mm c/15cm
Mx-	1.74	2.44	6.85	12.50	8.18	Ø 12.5mm c/15cm
My-	1.75	2.45	6.89	12.50	8.18	Ø 12.5mm c/15cm

$$A_{s\text{ mín}} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
Mx	1.01	1.93	1550	359.90	0.18	0.11	0.30	Wkmax > wk ok!!
My	0.97	1.93	1550	344.90	0.17	0.10	0.30	Wkmax > wk ok!!
Mx-	2.44	3.19	3244	341.30	0.26	0.16	0.30	Wkmax > wk ok!!
My-	2.45	3.19	3244	343.26	0.26	0.16	0.30	Wkmax > wk ok!!

LAJE: L33

Dados:

Carregamento (p) = 1.57 tf/m²

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 450 cm $\alpha_x = 32.0$
lx = 400 cm $\alpha_y = 47.1$
 $\lambda = 1.13 < 2.00$ $-\beta_x = 14.2$
 $-\beta_y = 17.6$

Momentos Fletores

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = 1.57 tf/m² $M_x = 0.78$ tfm
lx = 400 cm $M_y = 0.53$ tfm
 $-M_{\beta x} = 1.76$ tfm
 $-M_{\beta y} = 1.42$ tfm

LAJE: L28

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa

Aço CA 50

$E_{cs} = 26838$ MPa

$E_s = 210000$ MPa

Aço $f_{yt} = 500.00$ MPa

Seção b = 100.00 cm

h = 12.00 cm

d = 9.00 cm

d' = 3.00 cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_{gk} (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s\text{ efetivo}}$ (cm ²)	Adotado
Mx	0.78	1.09	2.90	8.00	3.35	Ø 8mm c/15cm
My	0.53	0.74	1.95	8.00	3.35	Ø 8mm c/15cm
Mx-	1.76	2.46	6.93	12.50	8.18	Ø 12.5mm c/15cm
My-	1.42	1.99	5.48	12.50	8.18	Ø 12.5mm c/15cm

$A_{s\text{ mín}} = 1.80$ cm²

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
Mx	1.09	1.93	1550	389.89	0.21	0.11	0.30	Wkmax > wk ok!!
My	0.74	1.93	1550	264.93	0.10	0.08	0.30	Wkmax > wk ok!!
Mx-	2.46	3.19	3244	345.22	0.26	0.16	0.30	Wkmax > wk ok!!
My-	1.99	3.19	3244	278.53	0.17	0.13	0.30	Wkmax > wk ok!!

DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB1 NIVEL: BALDRAMES

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $bw = 25.00$ cm $bf = 25.00$ cm
 $h = 60.00$ cm $hf =$ cm
 $d = 57.00$ cm
 $d' = 3.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
AP 1	0.00	0.00	0.00	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
VÃO 1	13.70	19.18	8.32	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
AP 2	18.00	25.20	11.22	20.00	4	12.57	4 Ø 20 mm
VÃO 2	5.90	8.26	3.43	20.00	2	6.28	2 Ø 20 mm
AP 3	13.20	18.48	7.99	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
VÃO 3	7.40	10.36	4.34	20.00	2	6.28	2 Ø 20 mm
AP4	14.80	20.72	9.05	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
VAO4	7.40	10.36	4.34	20.00	2	6.28	2 Ø 20 mm
AP5	13.20	18.48	7.99	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
VÃO 5	5.90	8.26	3.43	20.00	2	6.28	2 Ø 20 mm
AP6	18.00	25.20	11.22	20.00	4	12.57	4 Ø 20 mm
VÃO 6	13.70	19.18	8.32	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
AP7	0.00	0.00	0.00	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s\text{ face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	60.00	1500	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
AP 1	0.00	10.79	77657	0.00	0.00	0.00	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 1	13.70	17.32	159401	266.88	0.25	0.39	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 2	18.00	20.28	202081	255.94	0.23	0.29	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 2	5.90	13.84	113674	175.27	0.11	0.37	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 3	13.20	17.32	159401	257.14	0.23	0.37	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 3	7.40	13.84	113674	219.83	0.17	0.46	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP4	14.80	17.32	159401	288.31	0.30	0.42	0.30	Wkmax > wk ok!!
VAO4	7.40	13.84	113674	219.83	0.17	0.46	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP5	13.20	17.32	159401	257.14	0.23	0.37	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 5	5.90	13.84	113674	175.27	0.11	0.37	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP6	18.00	20.28	202081	255.94	0.23	0.29	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 6	13.70	17.32	159401	266.88	0.25	0.39	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP7	0.00	10.79	77657	0.00	0.00	0.00	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{cal}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{efet}$ (cm ² /m)	Adotado
AP 1	7.70	10.78	-1.60	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP2	12.20	17.08	4.70	2.104	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP3	9.70	13.58	1.20	0.536	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP4	10.10	14.14	1.76	0.787	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP5	9.70	13.58	1.20	0.536	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP6	12.20	17.08	4.70	2.104	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP7	7.70	10.78	-1.60	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$V_{co} = 12.38 \text{ tf}$ $A_s/S_{min} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB2

NÍVEL: BALDRAMES

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 25.00$ cm $b_f = 25.00$ cm
 $h = 60.00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 57.00$ cm
 $d' = 3.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
AP 1	6.00	8.40	3.49	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
VÃO 1	3.70	5.18	2.13	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP 2	4.90	6.86	2.84	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
VÃO 2	2.30	3.22	1.31	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP 3	3.80	5.32	2.19	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
VÃO 3	1.90	2.66	1.08	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP4	4.90	6.86	2.84	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
VAO4	2.30	3.22	1.31	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP5	10.90	15.26	6.51	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
VÃO 5	9.70	13.58	5.76	16.00	3	6.03	3 Ø 16 mm
AP6	19.40	27.16	12.21	20.00	4	12.57	4 Ø 20 mm
VÃO 6	13.60	19.04	8.25	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
AP7	5.10	7.14	2.95	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
25.00	60.00	1500	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
AP 1	6.00	10.79	77657	279.39	0.22	0.47	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 1	3.70	10.79	77657	172.29	0.08	0.29	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 2	4.90	10.79	77657	228.17	0.15	0.38	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 2	2.30	10.79	77657	107.10	0.03	0.18	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 3	3.80	10.79	77657	176.95	0.09	0.30	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 3	1.90	10.79	77657	88.47	0.02	0.15	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP4	4.90	10.79	77657	228.17	0.15	0.38	0.30	Wkmax > wk ok!!
VAO4	2.30	10.79	77657	107.10	0.03	0.18	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP5	10.90	17.32	159401	212.34	0.16	0.31	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 5	9.70	13.53	109827	300.39	0.25	0.35	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP6	19.40	20.28	202081	275.84	0.27	0.31	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 6	13.60	17.32	159401	264.93	0.25	0.38	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP7	5.10	10.79	77657	237.48	0.16	0.40	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{cal}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{efet}$ (cm ² /m)	Adotado
AP 1	7.90	11.06	-1.32	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP2	4.90	6.86	-5.52	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP3	3.80	5.32	-7.06	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP4	4.80	6.72	-5.66	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP5	9.00	12.60	0.22	0.097	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP6	11.80	16.52	4.14	1.853	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP7	10.10	14.14	1.76	0.787	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 12.38 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{min} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB3

NÍVEL: BALDRAMES

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa		$E_s =$	210000 MPa	Aço $f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm		$b_f =$	25.00 cm	
	$h =$	50.00 cm		$h_f =$	cm	
	$d =$	47.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
AP 1	0.00	0.00	0.00	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
VÃO 1	3.80	5.32	2.68	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP 2	8.50	11.90	6.22	20.00	2	6.28	2 Ø 20 mm
VÃO 2	2.40	3.36	1.67	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
AP 3	7.30	10.22	5.28	20.00	2	6.28	2 Ø 20 mm
VÃO 3	4.70	6.58	3.33	20.00	2	6.28	2 Ø 20 mm
AP4	7.40	10.36	5.36	20.00	2	6.28	2 Ø 20 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
AP 1	0.00	7.76	33465	0.00	0.00	0.00	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 1	3.80	10.18	51449	212.78	0.13	0.36	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 2	8.50	12.31	112569	204.98	0.15	0.43	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 2	2.40	7.76	33465	220.18	0.11	0.29	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 3	7.30	12.97	75115	258.78	0.23	0.54	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 3	4.70	12.97	75115	166.61	0.10	0.35	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP4	7.40	12.97	75115	262.32	0.24	0.55	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP 1	4.20	5.88	-4.33	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP2	7.80	10.92	0.71	0.386	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP3	7.40	10.36	0.15	0.081	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP4	6.10	8.54	-1.67	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB4

NÍVEL: BALDRAMES

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa		$E_s =$	210000 MPa	Aço $f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	18.00 cm		$b_f =$	18.00 cm	
	$h =$	50.00 cm		$h_f =$	cm	
	$d =$	47.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
AP 1	0.00	0.00	0.00	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
VÃO 1	0.00	0.00	0.00	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
AP 2	0.43	0.60	0.30	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
VÃO 2	0.50	0.70	0.34	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
AP 3	0.71	0.99	0.49	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
VÃO 3	0.31	0.43	0.21	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
AP4	0.00	0.00	0.00	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
AP 1	0.00	9.00	32105	0.00	0.00	0.00	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 1	0.00	9.00	32105	0.00	0.00	0.00	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 2	0.43	9.00	32105	39.91	0.00	0.05	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 2	0.50	9.00	32105	46.30	0.00	0.06	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 3	0.71	9.00	32105	65.28	0.01	0.09	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 3	0.31	9.00	32105	28.52	0.00	0.04	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP4	0.00	9.00	32105	0.00	0.00	0.00	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP 1	6.10	8.54	1.19	0.646	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP2	3.00	4.20	-3.15	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP3	2.10	2.94	-4.41	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP4	1.30	1.82	-5.53	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.35 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB5

NÍVEL: BALDRAMES

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa		$E_s =$	210000 MPa	Aço $f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm		$b_f =$	25.00 cm	
	$h =$	50.00 cm		$h_f =$	cm	
	$d =$	47.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	2.40	3.36	1.67	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO 1	2.40	7.76	33465	220.18	0.11	0.29	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	2.00	2.80	-7.41	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB6

NIVEL: BALDRAMES

Dados:

Concreto $f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA 50		
$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço $f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção $bw =$	25.00 cm	$bf =$	25.00 cm	
$h =$	50.00 cm	$hf =$	cm	
$d =$	47.00 cm			
$d' =$	3.00 cm			

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	1.00	1.40	0.69	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO 1	1.00	7.76	33465	91.74	0.02	0.12	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	1.80	2.52	-7.69	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf} \quad A_{s/S_{\text{min}}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB7

NÍVEL: BALDRAMES

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 25.00$ cm $b_f = 25.00$ cm
 $h = 60.00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 57.00$ cm
 $d' = 3.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
AP 1	0.00	0.00	0.00	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
VÃO 1	4.30	6.02	2.48	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP 2	7.00	9.80	4.09	16.00	3	6.03	3 Ø 16 mm
VÃO 2	4.30	6.02	2.48	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP 3	0.00	0.00	0.00	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	60.00	1500	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
AP 1	0.00	8.62	50288	0.00	0.00	0.00	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 1	4.30	11.28	77730	197.92	0.11	0.33	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 2	7.00	13.32	169748	140.93	0.06	0.16	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 2	4.30	11.28	77730	197.92	0.11	0.33	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 3	0.00	8.62	50288	0.00	0.00	0.00	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP 1	4.80	6.72	-5.66	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP2	8.00	11.20	-1.18	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP3	4.80	6.72	-5.66	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 12.38 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB8-VB9

NÍVEL: BALDRAMES

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 25.00$ cm $b_f = 25.00$ cm
 $h = 50.00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 47.00$ cm
 $d' = 3.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
AP 1	0.00	0.00	0.00	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
VÃO 1	10.70	14.98	7.98	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
AP 2	13.40	18.76	10.25	20.00	4	12.57	4 Ø 20 mm
VÃO 2	4.30	6.02	3.04	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP 3	0.00	0.00	0.00	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
AP 1	0.00	7.76	33465	0.00	0.00	0.00	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 1	10.70	16.14	105273	245.41	0.21	0.35	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 2	13.40	18.86	133758	220.60	0.17	0.25	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 2	4.30	10.18	51449	240.78	0.16	0.40	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 3	0.00	7.76	33465	0.00	0.00	0.00	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP 1	7.20	10.08	-0.13	-	8.00	34.71	15.0	6.7	Ø 8mm c/15cm
AP2	14.00	19.60	9.39	5.101	8.00	19.71	15.0	6.7	Ø 8mm c/15cm
AP3	7.50	10.50	0.29	0.157	8.00	34.71	15.0	6.7	Ø 8mm c/15cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$



DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB10

NIVEL: BALDRAMES

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa		$E_s =$	210000 MPa	Aço $f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$bw =$	25.00 cm		$bf =$	25.00 cm	
	$h =$	50.00 cm		$hf =$	cm	
	$d =$	47.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	12.50	17.50	9.48	20.00	4	12.57	4 Ø 20 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO 1	12.50	18.86	133758	205.78	0.15	0.23	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	9.10	12.74	2.53	1.374	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf} \quad A_{s/S_{\text{min}}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB11

NÍVEL: BALDRAMES

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 25.00$ cm $b_f = 25.00$ cm
 $h = 60.00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 57.00$ cm
 $d' = 3.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
AP 1	0.00	0.00	0.00	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
VÃO 1	6.40	8.96	3.73	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP 2	7.60	10.64	4.46	16.00	3	6.03	3 Ø 16 mm
VÃO 2	2.00	2.80	1.14	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP 3	0.00	0.00	0.00	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	60.00	1500	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
AP 1	0.00	8.62	50288	0.00	0.00	0.00	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 1	6.40	11.28	77730	294.58	0.24	0.49	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 2	7.60	13.32	169748	153.01	0.07	0.18	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 2	2.00	11.28	77730	92.05	0.02	0.15	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 3	0.00	8.62	50288	0.00	0.00	0.00	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP 1	6.00	8.40	-3.98	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP2	8.90	12.46	0.08	0.035	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP3	3.00	4.20	-8.18	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 12.38 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB12

NIVEL: BALDRAMES

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa		$E_s =$	210000 MPa	Aço $f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$bw =$	25.00 cm		$bf =$	25.00 cm	
	$h =$	50.00 cm		$hf =$	cm	
	$d =$	47.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	3.00	4.20	2.10	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO 1	3.00	10.18	51449	167.99	0.08	0.28	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	3.30	4.62	-5.59	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf} \quad A_{s/S_{\text{min}}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$



DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB13

NIVEL: BALDRAMES

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço $f_{yt} =$	500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	50.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	47.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	9.10	12.74	6.69	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO 1	9.10	16.14	105273	208.71	0.15	0.30	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	8.10	11.34	1.13	0.614	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf} \quad A_{s/S_{\text{min}}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB14

NÍVEL: BALDRAMES

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 25.00$ cm $b_f = 25.00$ cm
 $h = 60.00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 57.00$ cm
 $d' = 3.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
AP 1	1.80	2.52	1.03	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
VÃO 1	11.70	16.38	7.02	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
AP 2	16.80	23.52	10.40	20.00	4	12.57	4 Ø 20 mm
VÃO 2	7.40	10.36	4.34	20.00	2	6.28	2 Ø 20 mm
AP 3	14.40	20.16	8.78	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
VÃO 3	9.20	12.88	5.45	20.00	2	6.28	2 Ø 20 mm
AP 4	17.50	24.50	10.88	20.00	4	12.57	4 Ø 20 mm
VAO 4	10.50	14.70	6.26	20.00	2	6.28	2 Ø 20 mm
AP 5	15.30	21.42	9.38	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
VÃO 5	8.40	11.76	4.95	20.00	2	6.28	2 Ø 20 mm
AP 6	18.40	25.76	11.50	20.00	4	12.57	4 Ø 20 mm
VÃO 6	13.90	19.46	8.45	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
AP 7	5.20	7.28	3.01	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
25.00	60.00	1500	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{máx}$ (mm)	Verificação
AP 1	1.80	10.79	77657	83.82	0.02	0.14	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 1	11.70	17.32	159401	227.92	0.18	0.33	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 2	16.80	20.28	202081	238.87	0.20	0.27	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 2	7.40	13.84	113674	219.83	0.17	0.46	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 3	14.40	17.32	159401	280.52	0.28	0.41	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 3	9.20	13.84	113674	273.30	0.26	0.57	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP4	17.50	20.28	202081	248.83	0.22	0.28	0.30	Wkmax > wk ok!!
VAO4	10.50	13.84	113674	311.92	0.34	0.65	0.30	Verificar
AP5	15.30	15.72	283640	174.23	0.11	0.25	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 5	8.40	13.84	113674	249.54	0.22	0.52	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP6	18.40	20.28	202081	261.62	0.24	0.29	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 6	13.90	16.22	239922	184.87	0.12	0.27	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP7	5.20	10.79	77657	242.14	0.16	0.41	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{cal}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{efet}$ (cm ² /m)	Adotado
AP 1	9.10	12.74	0.36	0.160	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP2	10.00	14.00	1.62	0.725	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP3	9.40	13.16	0.78	0.348	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP4	11.80	16.52	4.14	1.853	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP5	10.10	14.14	1.76	0.787	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP6	11.60	16.24	3.86	1.728	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm
AP7	10.20	14.28	1.90	0.850	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 12.38 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{min} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB15

NÍVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	60.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	57.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	1.27	1.78	0.72	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP	7.00	9.80	4.09	20.00	2	6.28	2 Ø 20 mm
VÃO	9.60	13.44	5.69	16.00	3	6.03	3 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
25.00	60.00	1500	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	1.27	10.79	77657	59.14	0.01	0.10	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP	7.00	13.84	113674	207.95	0.15	0.44	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO	9.60	13.53	109827	297.30	0.25	0.34	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	8.10	11.34	-1.04	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 12.38 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB16

NÍVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	50.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	45.00 cm				
	$d' =$	5.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	2.70	3.78	1.97	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
AP1	11.70	16.38	9.29	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
AP 2	3.80	5.32	2.80	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	2.70	7.58	30521	259.01	0.15	0.34	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP1	11.70	15.79	95729	279.34	0.27	0.40	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 2	3.80	9.95	46863	222.39	0.14	0.37	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	11.10	15.54	5.76	3.270	6.30	19.06	15.0	4.2	Ø 6.3mm c/15cm

$$V_{co} = 9.78 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB17=VB19

NÍVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	60.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	57.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	6.00	8.40	3.49	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP1	12.80	17.92	7.73	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
AP 2	10.60	14.84	6.32	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm

$$A_{s\text{ min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
25.00	60.00	1500	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	6.00	10.79	77657	279.39	0.22	0.47	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP1	12.80	17.32	159401	249.35	0.22	0.36	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 2	10.60	17.32	159401	206.49	0.15	0.30	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	12.30	17.22	4.84	2.167	6.30	21.52	15.0	4.2	Ø 6.3mm c/15cm

$$V_{co} = 12.38 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB18

NÍVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	60.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	57.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	3.70	5.18	2.13	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP1	7.70	10.78	4.52	16.00	3	6.03	3 Ø 16 mm
AP 2	4.80	6.72	2.78	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
25.00	60.00	1500	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	3.70	10.79	77657	172.29	0.08	0.29	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP1	7.70	13.53	109827	238.46	0.16	0.28	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 2	4.80	10.79	77657	223.51	0.14	0.37	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	7.20	10.08	-2.30	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 12.38 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB20

NÍVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	50.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	47.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	5.10	7.14	3.63	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP1	10.10	14.14	7.49	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
AP 2	4.40	6.16	3.11	12.50	3	3.68	3 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	5.10	9.69	51382	289.76	0.24	0.49	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP1	10.10	15.65	104424	237.24	0.20	0.34	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP 2	4.40	9.21	47649	273.03	0.16	0.25	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	10.60	14.84	4.63	2.515	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB21

NÍVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	50.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	47.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	6.10	8.54	4.37	16.00	3	6.03	3 Ø 16 mm
AP1	3.60	5.04	2.53	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	6.10	11.57	72152	234.40	0.15	0.27	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP1	3.60	9.06	51488	207.56	0.12	0.35	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	5.20	7.28	-2.93	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB22

NÍVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	50.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	47.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	7.10	9.94	5.13	16.00	3	6.03	3 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	7.10	11.57	72152	272.82	0.21	0.32	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	7.90	11.06	0.85	0.462	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB23

NÍVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	50.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	47.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	2.00	2.80	1.39	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	2.00	7.76	33465	183.48	0.07	0.24	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	5.30	7.42	-2.79	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB24

NÍVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	50.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	47.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	1.00	1.40	0.69	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	1.00	7.76	33465	91.74	0.02	0.12	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	1.50	2.10	-8.11	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB25

NÍVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	50.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	47.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	2.00	2.80	1.39	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	2.00	7.76	33465	183.48	0.07	0.24	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	4.00	5.60	-4.61	-	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB26

NÍVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	50.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	47.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
AP	4.40	6.16	3.11	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
VÃO	0.50	0.70	0.34	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
AP	4.40	9.69	51382	249.99	0.18	0.42	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO	0.50	7.27	33515	46.37	0.00	0.06	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	7.50	10.50	0.29	0.157	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 10.21 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB27

NÍVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	50.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	45.00 cm				
	$d' =$	5.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	7.60	10.64	5.79	16.00	3	6.03	3 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
25.00	50.00	1250	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	7.60	11.28	65625	305.53	0.26	0.35	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	7.50	10.50	0.72	0.411	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 9.78 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB29=VB31

NÍVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	60.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	57.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	8.00	11.20	4.70	16.00	3	6.03	3 Ø 16 mm
AP	14.00	19.60	8.52	20.00	3	9.42	3 Ø 20 mm
VÃO	8.00	11.20	4.70	16.00	3	6.03	3 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
25.00	60.00	1500	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	8.00	12.90	109678	251.67	0.18	0.29	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP	14.00	16.69	158566	278.51	0.27	0.40	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO	8.00	12.90	109678	251.67	0.18	0.29	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	13.00	18.20	5.82	2.606	6.30	21.52	20.0	3.1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 12.38 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VB30=VB32=VB33 NIVEL: BALDRAME

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço	$f_{yt} =$ 500.0 MPa
Seção	$b_w =$	25.00 cm	$b_f =$	25.00 cm		
	$h =$	60.00 cm	$h_f =$	cm		
	$d =$	57.00 cm				
	$d' =$	3.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	6.00	8.40	3.49	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm
AP	18.80	26.32	11.78	20.00	4	12.57	4 Ø 20 mm
VÃO	6.00	8.40	3.49	16.00	2	4.02	2 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
25.00	60.00	1500	10.00	NÃO	#VALOR!	#VALOR!	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	6.00	10.79	77657	279.39	0.22	0.47	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP	18.80	20.28	202081	267.31	0.25	0.30	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO	6.00	10.79	77657	279.39	0.22	0.47	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

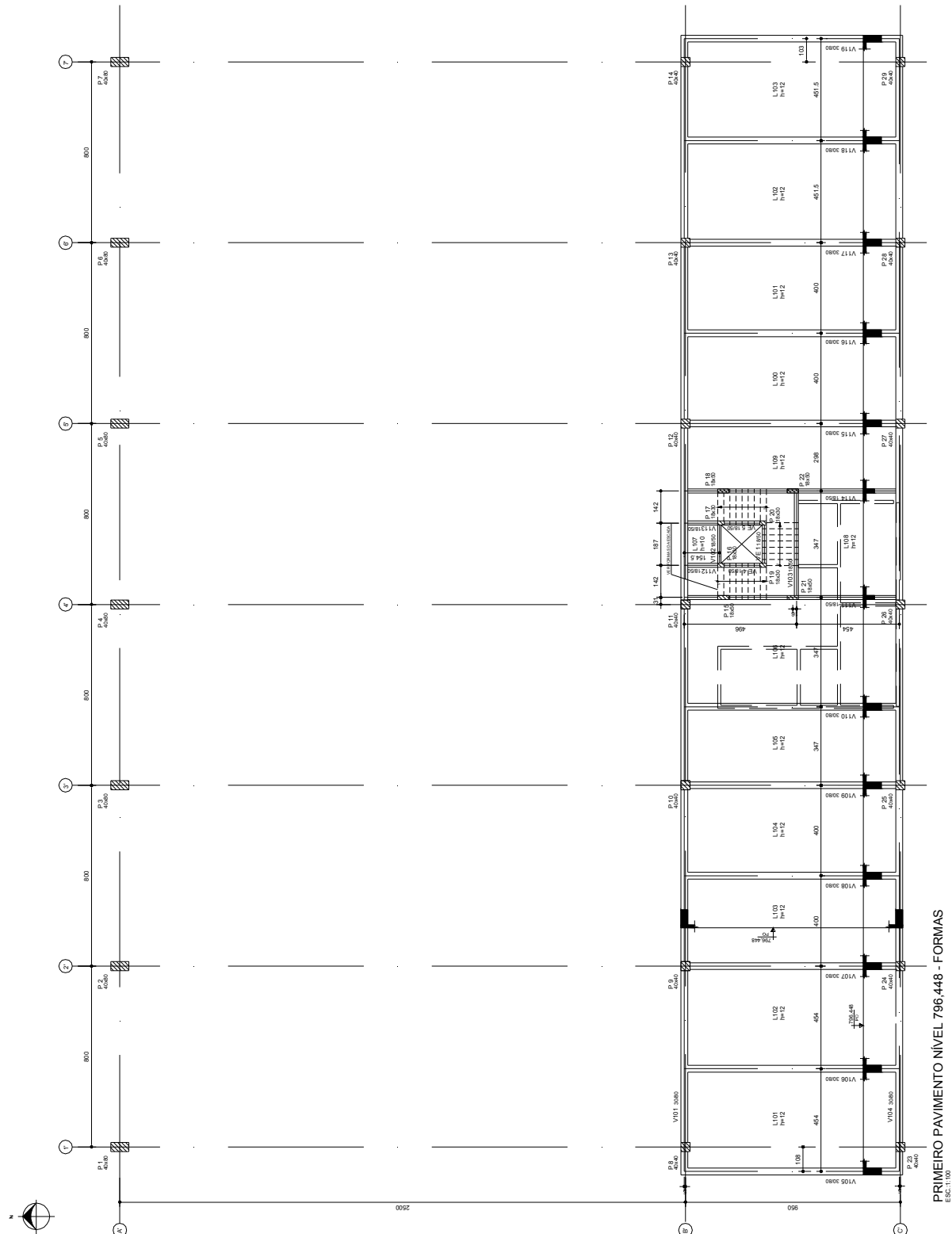
No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	16.00	22.40	10.02	4.487	8.00	22.41	20.0	5.0	Ø 8mm c/20cm

$$V_{co} = 12.38 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.8965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

6.2. Primeiro pavimento

Geometria





CARGAS DISTRIBUÍDAS

Peso próprio viga = $0,30 \times 0,80 \times 2,50 = 0,60 \text{ tf/m}$;

Peso próprio lajes = $0,12 \times 2,50 = 0,30 \text{ tf/m}^2$

Sobrecarga lajes = $0,50 \text{ tf/m}^2$

Revestimento lajes = $0,10 \text{ tf/m}^2$

Alvenaria = $0,90 \text{ tf/m}$

Para as lajes dos degraus ($h_{\text{médio}} = 20,67 \text{ cm}$) , tem-se:

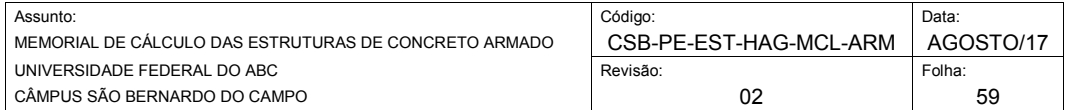
Peso próprio das lajes = $0,2067 \times 2,5 = 0,517 \text{ tf/m}^2$

Revestimento = $0,10 \text{ tf/m}^2$

Sobrecarga = $0,50 \text{ tf/m}^2$

Carregamento total nas lajes = $1,117 \text{ tf/m}^2$

As cargas nas bases dos pilares é proveniente das cargas permanentes e sobrecargas do devido pavimento, segundo a norma NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações.



HANGAR – PAV PRIMEIRO

GEOMETRIA E PROPRIEDADES

SCALE = 1:227

UNITS: ton m

DATE:15/03/17

The figure is a structural grid plan of a hangar. It shows a rectangular layout with a total width of 5011 and a total length of 950. The grid is divided into several sections with dimensions: 800, 800, 810, 790, 800, 800, and 1081. The grid is composed of a series of lines, with some lines labeled with numbers (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 75



Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
60

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

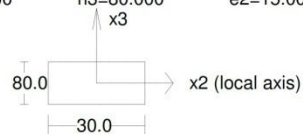
HANGAR - PAV PRIMEIRO
PROPRIEDADES
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Page: 1
Date: 15/03/17

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

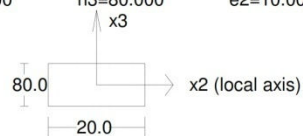
PROPERTY NO. 1

A=0.2400E+04 I2=0.1280E+07 I3=0.1800E+06 J=0.5502E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=220.000 SF3=0.850
h2=30.000 h3=80.000 e2=15.000 e3=40.000



PROPERTY NO. 2

A=0.1600E+04 I2=0.8533E+06 I3=0.5333E+05 J=0.1797E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=200.000 SF3=0.850
h2=20.000 h3=80.000 e2=10.000 e3=40.000

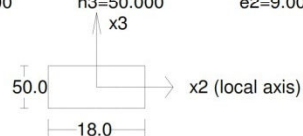


PROPERTY NO. 3

Thickness = 12.000
Material = 1 - C30 SF3=0.000

PROPERTY NO. 4

A=0.9000E+03 I2=0.1875E+06 I3=0.2430E+05 J=0.7519E+05 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=136.000 SF3=0.850
h2=18.000 h3=50.000 e2=9.000 e3=25.000





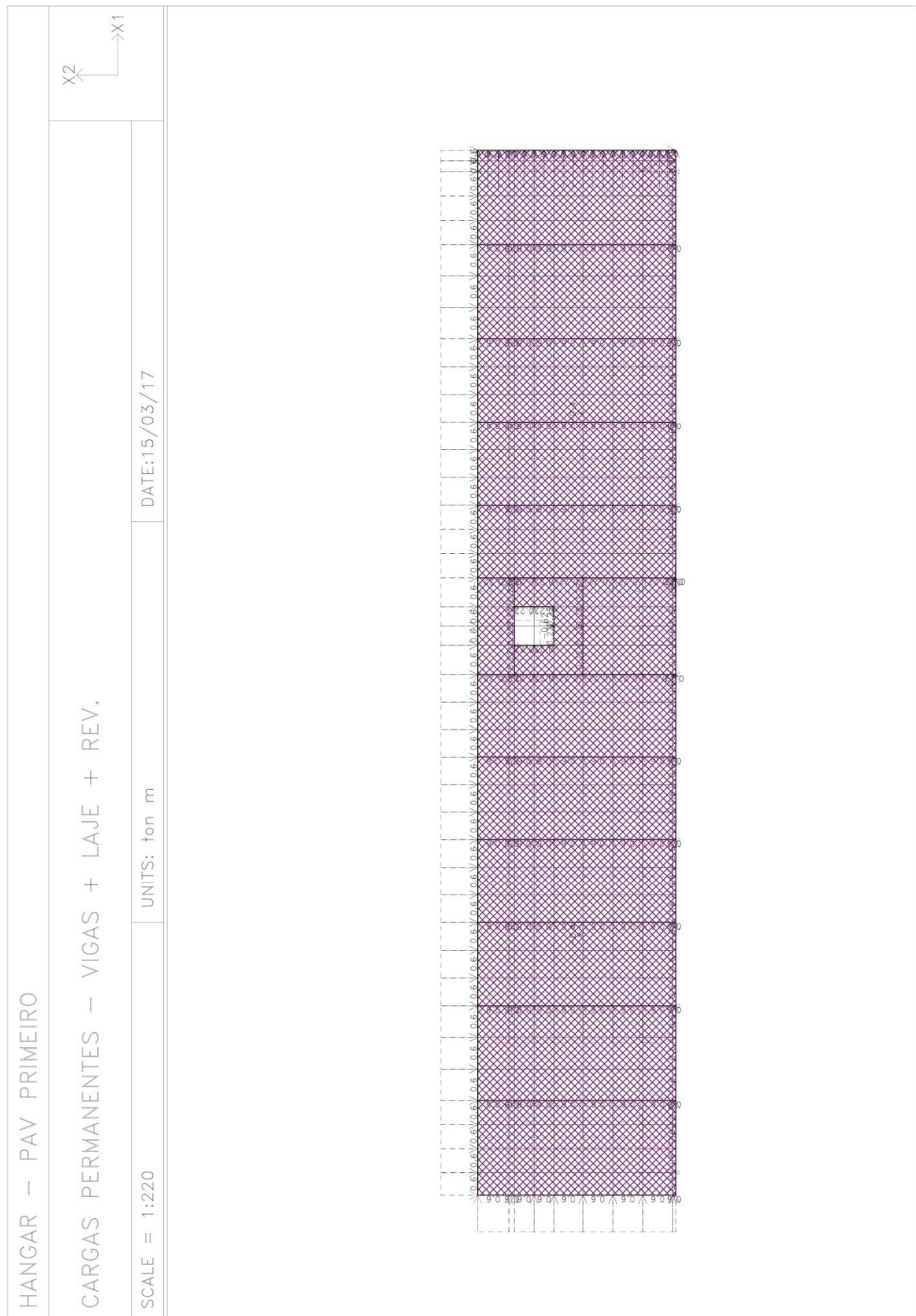
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
61

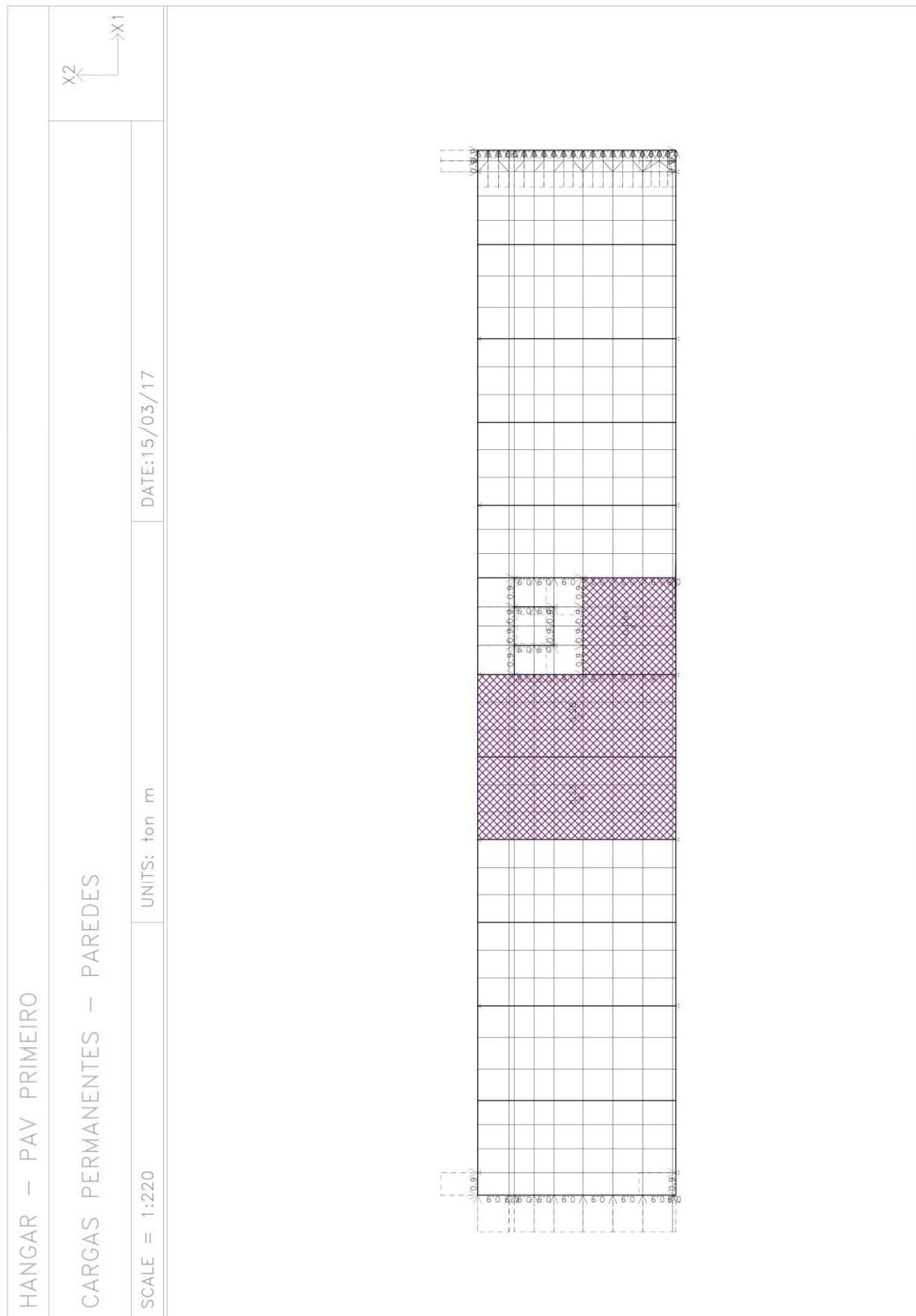




Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
62





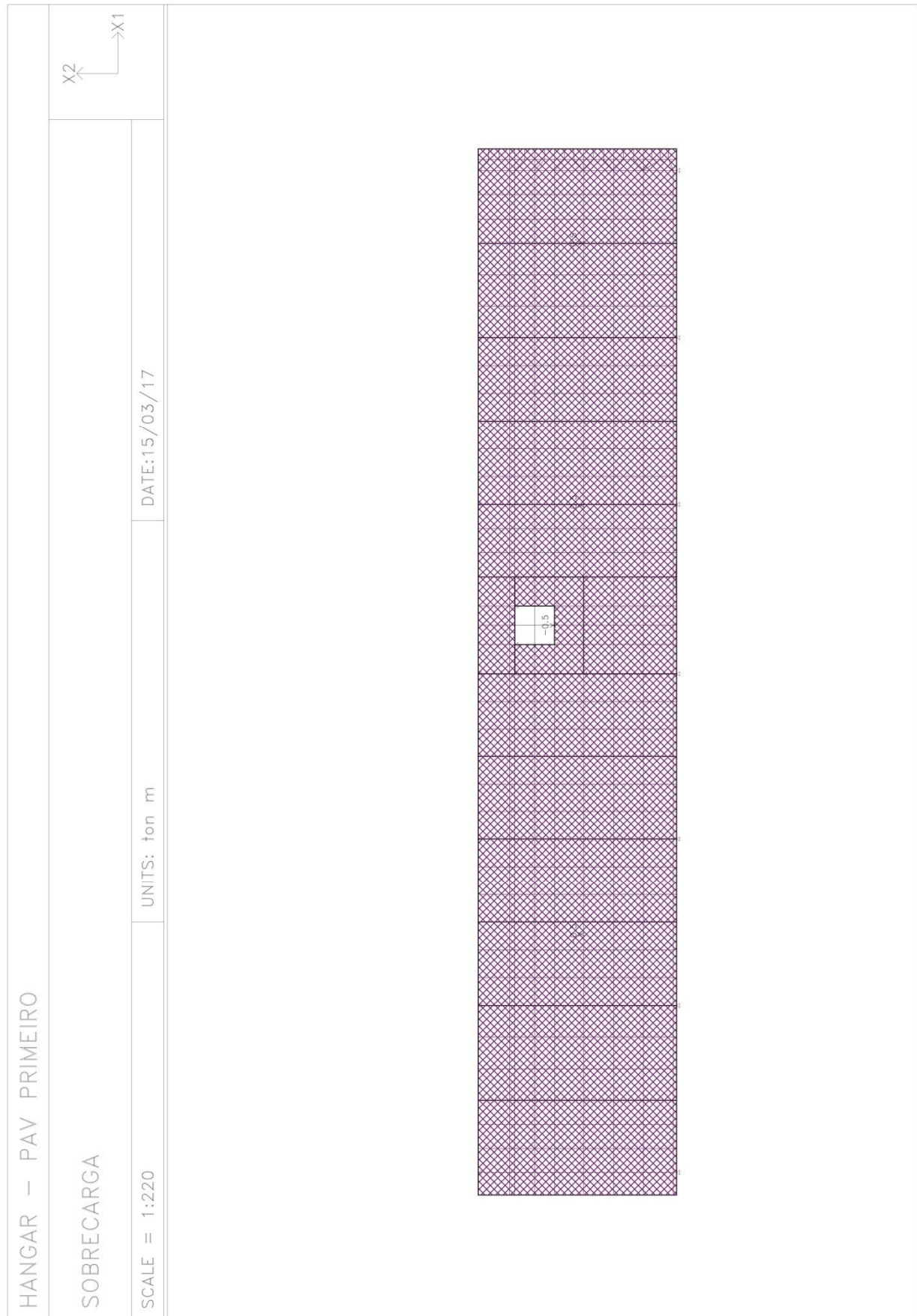
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
63





Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
64

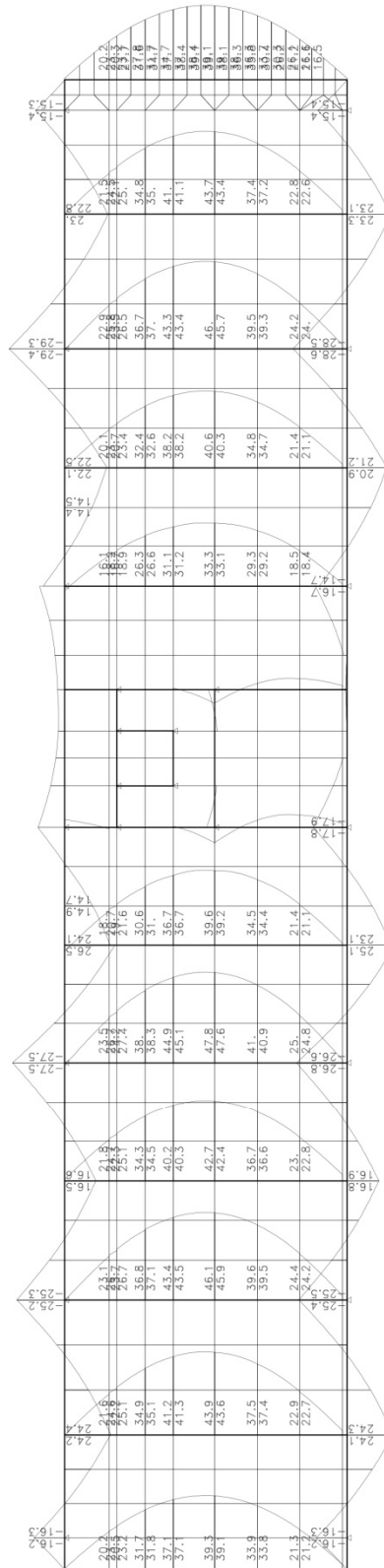
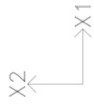
HANGAR – PAV PRIMEIRO

MOMENTOS FLETORES

SCALE = 1:203

UNITS: ton*m

DATE: 15/03/17



M2 MOMENT

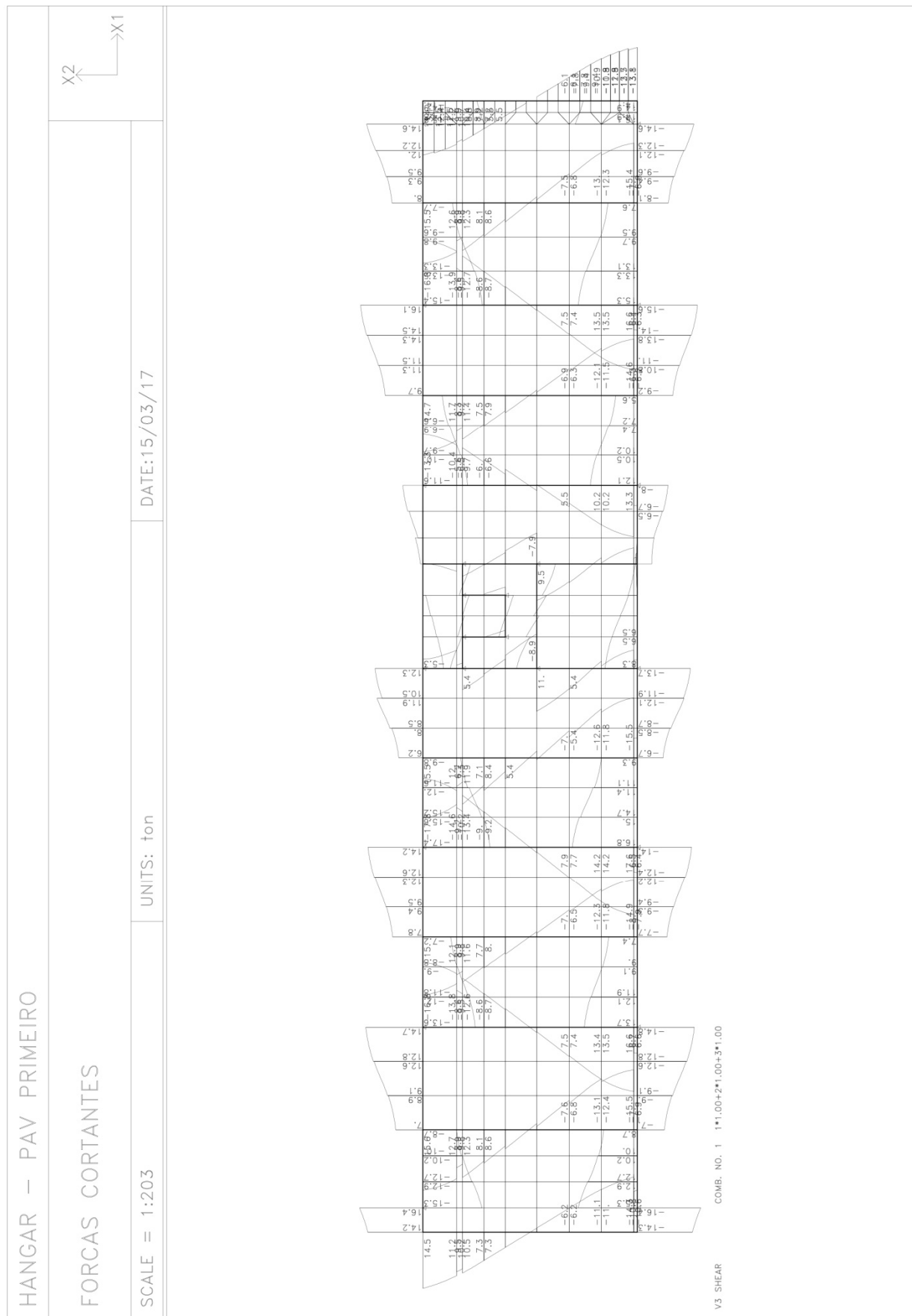
COMB. NO. 1 1*1.00+2*1.00+3*1.00



Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
65

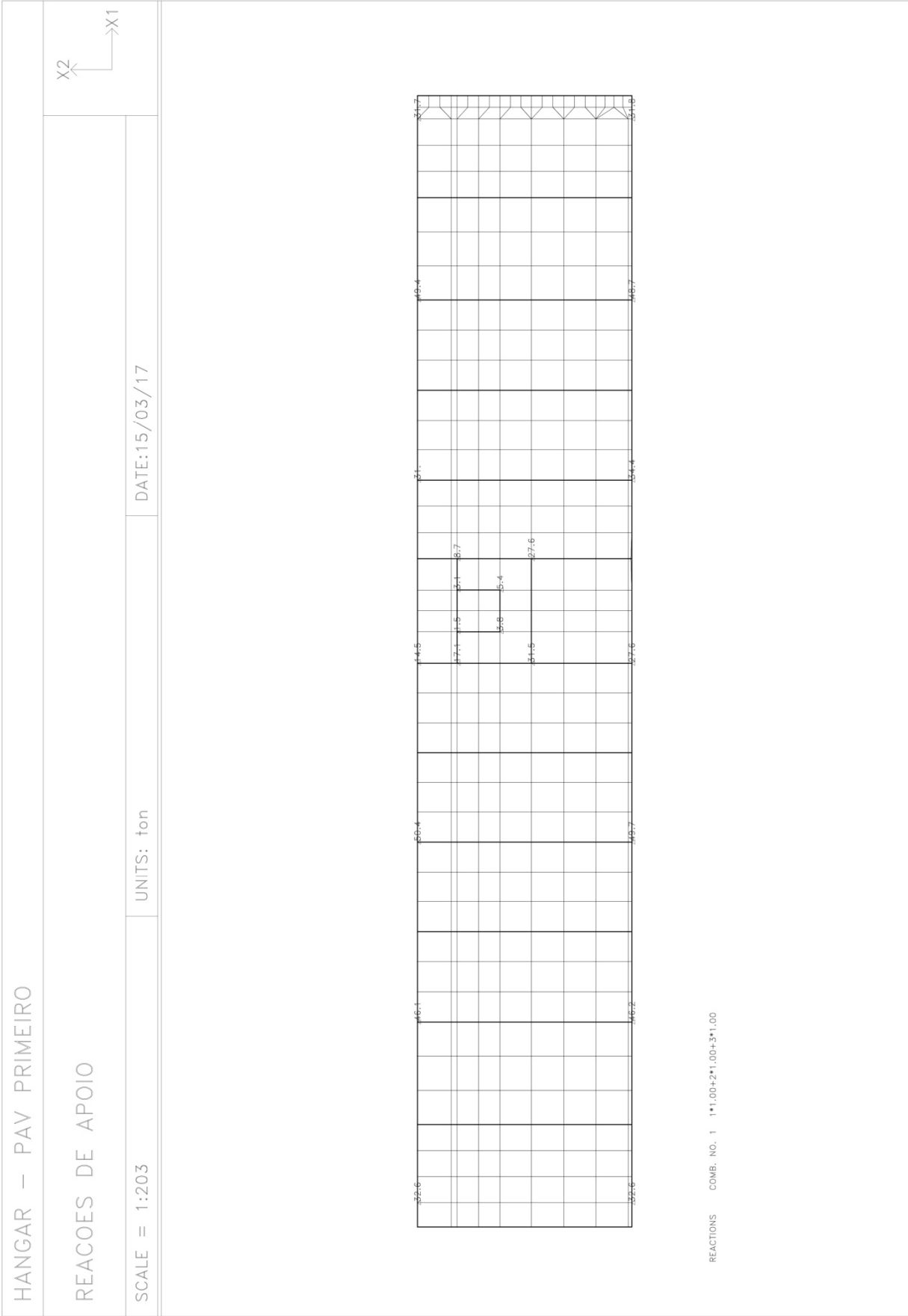




Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
66



DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

HANGAR 1º PAVIMENTO

LAJE: 102

Dados:

Carregamento (p) = 0,90 tf/m²

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 950 cm

lx = 454 cm

$\lambda = 2,09 > 2,00$

$\alpha_x = 14,2$

$\alpha_y = 42,5$

$-\beta_x = 8,0$

$-\beta_y = 0,0$

Laje armada em uma direção

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = 0,90 tf/m²

lx = 454 cm

$M_x = 1,31$ tfm

$M_y = 0,44$ tfm

$-M_{\beta x} = 2,32$ tfm

$-M_{\beta y} = 0,00$ tfm

HANGAR 1º PAVIMENTO

LAJE: 101

Dados:

Carregamento (p) = 0,90 tf/m²

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 950 cm

lx = 454 cm

$\lambda = 2,09 > 2,00$

$\alpha_x = 24,0$

$\alpha_y = 47,0$

$-\beta_x = 12,0$

$-\beta_y = 0,0$

Laje armada em uma direção

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = 0,90 tf/m²

lx = 454 cm

$M_x = 1,11$ tfm

$M_y = 0,39$ tfm

$-M_{\beta x} = 1,55$ tfm

$-M_{\beta y} = 0,00$ tfm

HANGAR 1º PAVIMENTO

LAJE: 106

Dados:

Carregamento (p) = 0,90 tf/m²

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 950 cm

lx = 454 cm

$\lambda = 2,09 > 2,00$

$\alpha_x = 24,0$

$\alpha_y = 47,0$

$-\beta_x = 12,0$

$-\beta_y = 32,0$

Laje armada em uma direção

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = 1,18 tf/m²

lx = 454 cm

$M_x = 1,00$ tfm

$M_y = 0,51$ tfm

$-M_{\beta x} = 2,02$ tfm

$-M_{\beta y} = 0,00$ tfm

LAJE: LAJES 1º PAVIMENTO

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,00$ MPa
 Seção
 $b = 100,00$ cm
 $h = 12,00$ cm
 $d = 9,00$ cm
 $d' = 3,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s\text{ efetivo}}$ (cm ²)	Adotado
L101+x	1,31	1,83	5,02	10,00	5,24	Ø 10mm c/15cm
L101+y	0,44	0,62	1,61	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
L101-x	2,32	3,25	9,50	12,50	12,27	Ø 12,5mm c/10cm
L106+x	1,00	1,40	3,77	10,00	5,24	Ø 10mm c/15cm
L106+y	0,51	0,71	1,87	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
L106-x	2,02	2,83	8,10	12,50	12,27	Ø 12,5mm c/10cm
L102+x	1,11	1,55	4,21	10,00	5,24	Ø 10mm c/15cm
L102+y	0,39	0,55	1,42	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
L102-y	1,55	2,17	6,03	12,50	8,18	Ø 12,5mm c/15cm

$$A_{s\text{ min}} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
L101+x	1,31	2,34	2244	304,33	0,16	0,11	0,30	Wkmax > wk ok!!
L101+y	0,44	2,06	1771	134,80	0,03	0,06	0,30	Wkmax > wk ok!!
L101-x	2,32	3,31	4318	239,37	0,13	0,08	0,30	Wkmax > wk ok!!
L106+x	1,00	2,34	2244	232,31	0,09	0,09	0,30	Wkmax > wk ok!!
L106+y	0,51	2,06	1771	156,25	0,04	0,07	0,30	Wkmax > wk ok!!
L106-x	2,02	3,31	4318	208,42	0,10	0,07	0,30	Wkmax > wk ok!!
L102+x	1,11	2,34	2244	257,87	0,12	0,09	0,30	Wkmax > wk ok!!
L102+y	0,39	2,06	1771	119,48	0,03	0,06	0,30	Wkmax > wk ok!!
L102-y	1,55	2,81	3192	235,00	0,12	0,11	0,30	Wkmax > wk ok!!

DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: V101=V104 NIVEL: 1º PAVIMENTO

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $bw = 30,00$ cm $bf = 30,00$ cm
 $h = 80,00$ cm $hf =$ cm
 $d = 75,00$ cm
 $d' = 5,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
AP 1	16,30	22,82	7,28	20,00	4	12,57	4 Ø 20 mm
VÃO 1	24,30	34,02	11,08	20,00	5	15,71	5 Ø 20 mm
AP 2	29,40	41,16	13,60	25,00	4	19,63	4 Ø 25 mm
VÃO 2	22,30	31,22	10,12	20,00	4	12,57	4 Ø 20 mm
AP 3	27,40	38,36	12,61	25,00	4	19,63	4 Ø 25 mm
VÃO 3	26,20	36,68	12,01	25,00	4	19,63	4 Ø 25 mm

$$A_{s\text{ min}} = 3,60 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
30,00	80,00	2400	10,00	2,40	4	3,14	2 x 4 Ø 10 mm

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
AP 1	16,30	19,14	376931	189,02	0,13	0,21	0,30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 1	24,30	21,85	451523	223,82	0,18	0,21	0,30	Wkmax > wk ok!!
AP 2	29,40	24,91	540034	213,38	0,20	0,30	0,30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 2	22,30	19,14	376931	258,60	0,23	0,29	0,30	Wkmax > wk ok!!
AP 3	27,40	24,91	540034	198,87	0,17	0,28	0,30	Wkmax > wk ok!!
VÃO 3	26,20	24,91	540034	190,16	0,16	0,27	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP 1	16,40	22,96	3,41	1,160	8,00	28,92	20,0	5,0	Ø 8mm c/20cm
AP 2	14,70	20,58	1,03	0,350	8,00	28,92	20,0	5,0	Ø 8mm c/20cm
AP 3	17,20	24,08	4,53	1,542	8,00	28,92	20,0	5,0	Ø 8mm c/20cm

$$V_{co} = 19,55 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 3,4758 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: V102

NÍVEL: 1º PAVIMENTO

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $bw = 18,00$ cm $bf = 18,00$ cm
 $h = 50,00$ cm $hf =$ cm
 $d = 45,00$ cm
 $d' = 5,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO 1	0,50	0,70	0,36	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm

$$A_{s\text{ mín}} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO 1	0,50	8,49	29271	48,80	0,01	0,06	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	2,00	2,80	-4,24	-	6,30	29,90	20,0	3,1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 7,04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{mín}} = 2,0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: V103

NÍVEL: 1º PAVIMENTO

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $bw = 18,00$ cm $bf = 18,00$ cm
 $h = 50,00$ cm $hf =$ cm
 $d = 45,00$ cm
 $d' = 5,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	4,81	6,73	3,64	16,00	2	4,02	2 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ mín}} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

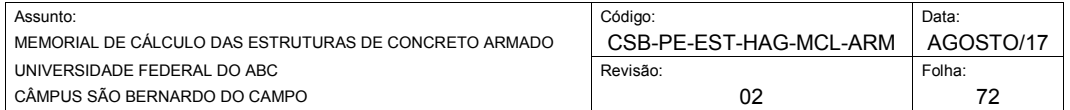
Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	4,81	11,30	44391	285,73	0,23	0,48	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	6,21	8,69	1,66	0,939	6,30	29,90	20,0	3,1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 7,04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{mín}} = 2,0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$



DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: V107, V109, V115, V117

NÍVEL: 1º PAVIMENTO

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $bw = 30,00$ cm $bf = 220,00$ cm
 $h = 80,00$ cm $hf =$ cm
 $d = 75,00$ cm
 $d' = 5,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	47,60	66,64	20,75	25,00	6	29,45	6 Ø 25 mm

$$A_{s\text{ mín}} = 3,60 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
30,00	80,00	2400	10,00	2,40	4	3,14	2 x 4 Ø 10 mm

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO 1	47,60	33,16	768115	202,86	0,18	0,20	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	17,70	24,78	5,23	1,780	8,00	28,92	20,0	5,0	Ø 8mm c/20cm

$$V_{co} = 19,55 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{mín}} = 3,4758 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: V111, V114 NÍVEL: 1º PAVIMENTO

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 18,00$ cm $b_f = 18,00$ cm
 $h = 50,00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 45,00$ cm
 $d' = 5,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	6,80	9,52	5,28	16,00	4	8,04	4 Ø 16 mm
AP 2	8,20	11,48	6,49	16,00	4	8,04	4 Ø 16 mm

$$A_{s\text{ mín}} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

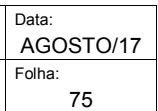
Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$wk1$ (mm)	$wk2$ (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO 1	6,80	16,71	78364	192,06	0,10	0,17	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
AP	11,00	15,40	8,36	4,744	8,00	21,19	15,0	6,7	Ø 8mm c/15cm

$$V_{co} = 7,04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{mín}} = 2,0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$



CARGAS DISTRIBUÍDAS

Peso próprio viga = $0,30 \times 0,80 \times 2,50 = 0,60 \text{ tf/m}$;

Peso próprio viga = $0,40 \times 0,80 \times 2,50 = 0,80 \text{ tf/m}$;

Peso próprio lajes = $0,15 \times 2,50 = 0,375 \text{ tf/m}^2$

Sobrecarga lajes = $0,50 \text{ tf/m}^2$

Revestimento lajes = $0,10 \text{ tf/m}^2$

Alvenaria = $0,90 \text{ tf/m}$

Sobrecarga na região das Caixas d'água

04 caixas d'água de 15.000l cada (15 m^3)

Peso próprio = $(15 \times 4) / (8,0 \times 9,5) = 0,80 \text{ tf/m}^2$

Acessórios/suporte de instalação = $0,325 \text{ tf/m}^2$

Adotado:

Cargas Permanentes = $1,125 \text{ tf/m}^2$

Sobrecarga = $0,20 \text{ tf/m}^2$

Para as lajes dos degraus ($h_{\text{médio}} = 20,67 \text{ cm}$), tem-se:

Peso próprio das lajes = $0,2067 \times 2,5 = 0,517 \text{ tf/m}^2$

Revestimento = $0,10 \text{ tf/m}^2$

Sobrecarga = $0,50 \text{ tf/m}^2$

Carregamento total nas lajes = $1,117 \text{ tf/m}^2$

CARGAS CONCENTRADAS DEVIDO A COBERTURA METÁLICA

Pilares P8 a P14 (B31 a B37 no Projeto de Estrutura Metálica)

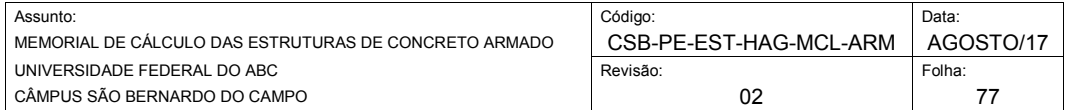
Pilares P23 ao P29 (B15 a B21 no Projeto de Estrutura Metálica)

CARGAS NAS BASES (tf,m)

BASES	CP			SC		CV			
	V	Hy	Mx	V	Mx	V	Hy	Mx	My
B15 À B21	6,3	-	-0,7	1,8	-	-3,5	-0,4	-1,9	-
B30 À B38	32	-0,2	-0,8	9,4	-	-19,5	-0,4	-1,8	-
B23 À B29	21,3	0,6	5,1	6,5	2	-12,1	-4,3	-19,3	$\pm 0,5$

Projeto de Estrutura Metálica – Desenho 03

As cargas nas bases dos pilares é proveniente das cargas permanentes e sobrecargas do devido pavimento, segundo a norma NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações.



Technical drawing of a rectangular floor slab (HANGAR - PAVIMENTO SUPERIOR - REV03) showing dimensions (950 x 5011) and a grid of reinforcement bars (X1, X2).

The drawing includes a grid of reinforcement bars (X1, X2) and a table of dimensions (X1, X2) for each bar.

Bar	X1	X2
1	1	1
2	1	2
3	1	3
4	1	4
5	1	5
6	1	6
7	1	7
8	1	8
9	1	9
10	1	10
11	1	11
12	1	12
13	1	13
14	1	14
15	1	15
16	1	16
17	1	17
18	1	18
19	1	19
20	1	20
21	1	21
22	1	22
23	1	23
24	1	24
25	1	25
26	1	26
27	1	27
28	1	28
29	1	29
30	1	30
31	1	31
32	1	32
33	1	33
34	1	34
35	1	35
36	1	36
37	1	37
38	1	38
39	1	39
40	1	40
41	1	41
42	1	42
43	1	43
44	1	44
45	1	45
46	1	46
47	1	47
48	1	48
49	1	49
50	1	50
51	1	51
52	1	52
53	1	53
54	1	54
55	1	55
56	1	56
57	1	57
58	1	58
59	1	59
60	1	60
61	1	61
62	1	62
63	1	63
64	1	64
65	1	65
66	1	66
67	1	67
68	1	68
69	1	69
70	1	70
71	1	71
72	1	72
73	1	73
74	1	74
75	1	75
76	1	76
77	1	77
78	1	78
79	1	79
80	1	80
81	1	81
82	1	82
83	1	83
84	1	84
85	1	85
86	1	86
87	1	87
88	1	88
89	1	89
90	1	90
91	1	91
92	1	92
93	1	93
94	1	94
95	1	95
96	1	96
97	1	97
98	1	98
99	1	99
100	1	100
101	1	101
102	1	102
103	1	103
104	1	104
105	1	105
106	1	106
107	1	107
108	1	108
109	1	109
110	1	110
111	1	111
112	1	112
113	1	113
114	1	114
115	1	115
116	1	116
117	1	117
118	1	118
119	1	119
120	1	120
121	1	121
122	1	122
123	1	123
124	1	124
125	1	125
126	1	126
127	1	127
128	1	128
129	1	129
130	1	130
131	1	131
132	1	132
133	1	133
134	1	134
135	1	135
136	1	136
137	1	137
138	1	138
139	1	139
140	1	140
141	1	141
142	1	142
143	1	143
144	1	144
145	1	145
146	1	146
147	1	147
148	1	148
149	1	149
150	1	150
151	1	151
152	1	152



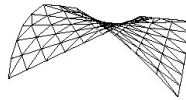
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
78

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

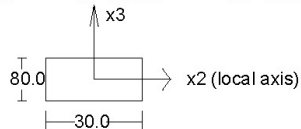
HANGAR - PAVIMENTO SUPERIOR - REV03
PROPRIEDADES
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Page: 1
Date: 15/03/17

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

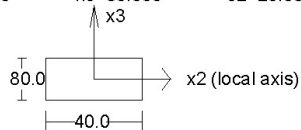
PROPERTY NO. 1

A=0.2400E+04 I2=0.1280E+07 I3=0.1800E+06 J=0.5502E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=220.000 SF3=0.850
h2=30.000 h3=80.000 e2=15.000 e3=40.000



PROPERTY NO. 2

A=0.3200E+04 I2=0.1707E+07 I3=0.4267E+06 J=0.1172E+07 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=240.000 SF3=0.850
h2=40.000 h3=80.000 e2=20.000 e3=40.000

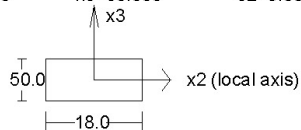


PROPERTY NO. 3

Thickness = 12.000
Material = 1 - C30 SF3=0.000

PROPERTY NO. 4

A=0.9000E+03 I2=0.1875E+06 I3=0.2430E+05 J=0.7519E+05 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=136.000 SF3=0.850
h2=18.000 h3=50.000 e2=9.000 e3=25.000







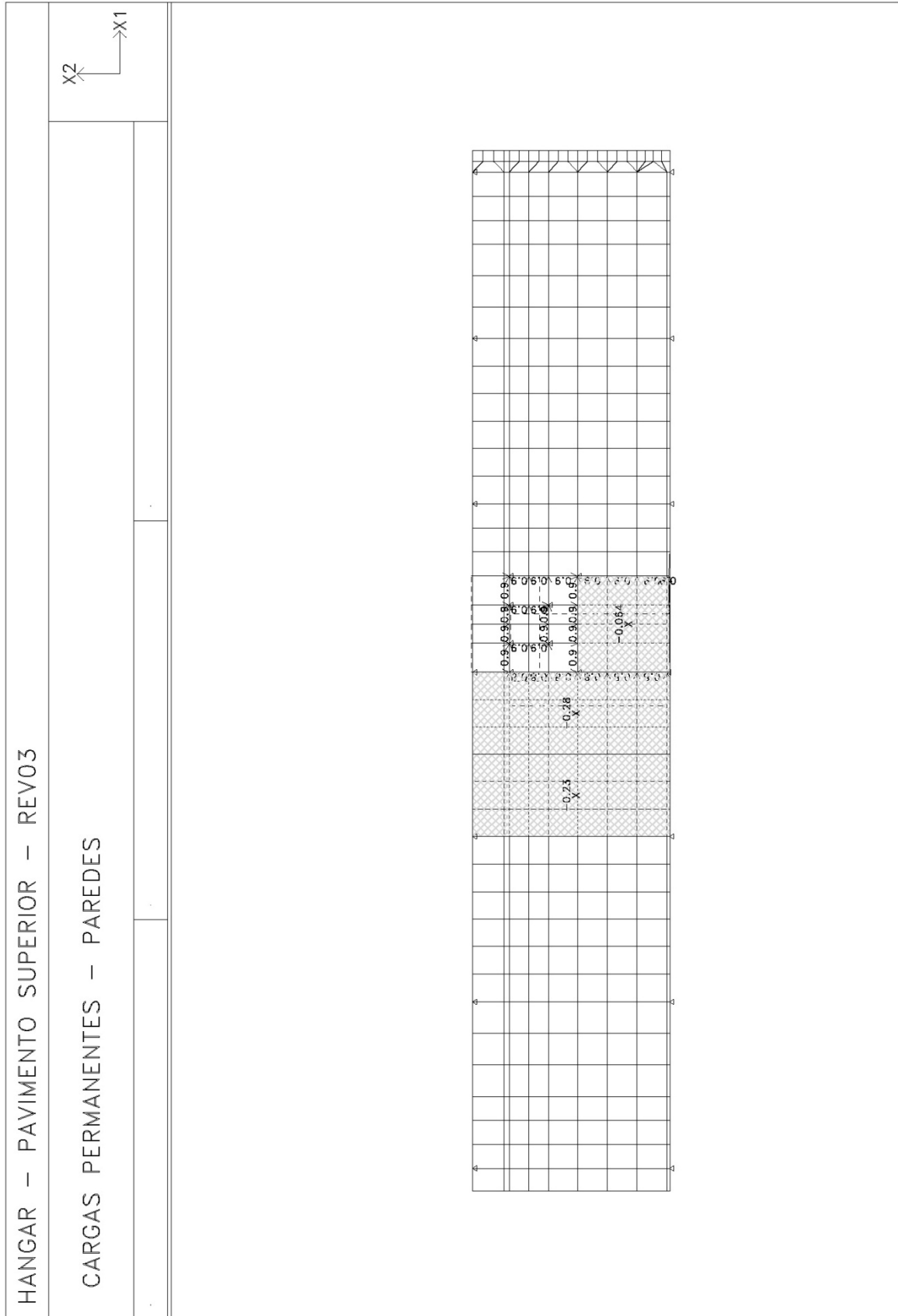
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
80





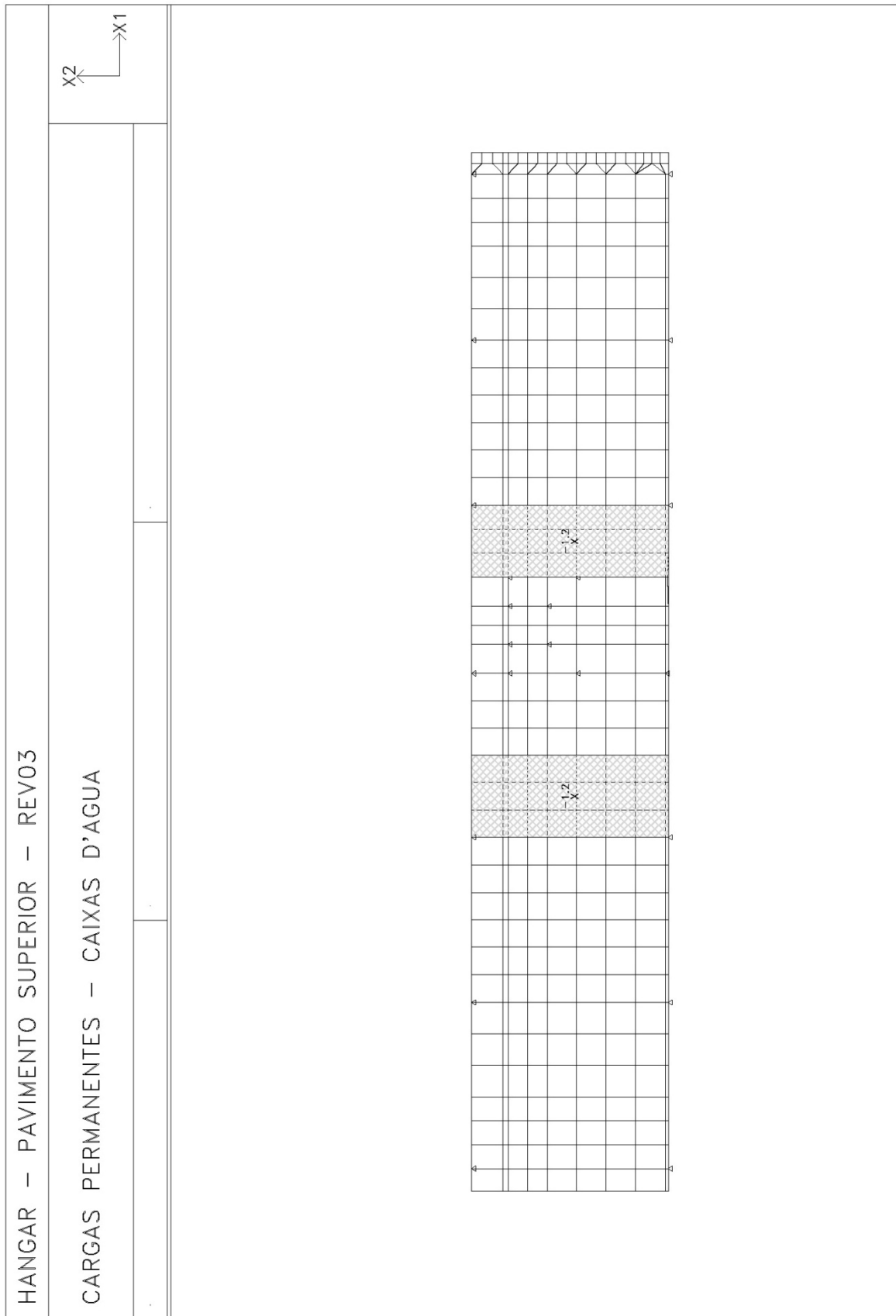
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

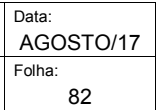
Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
81







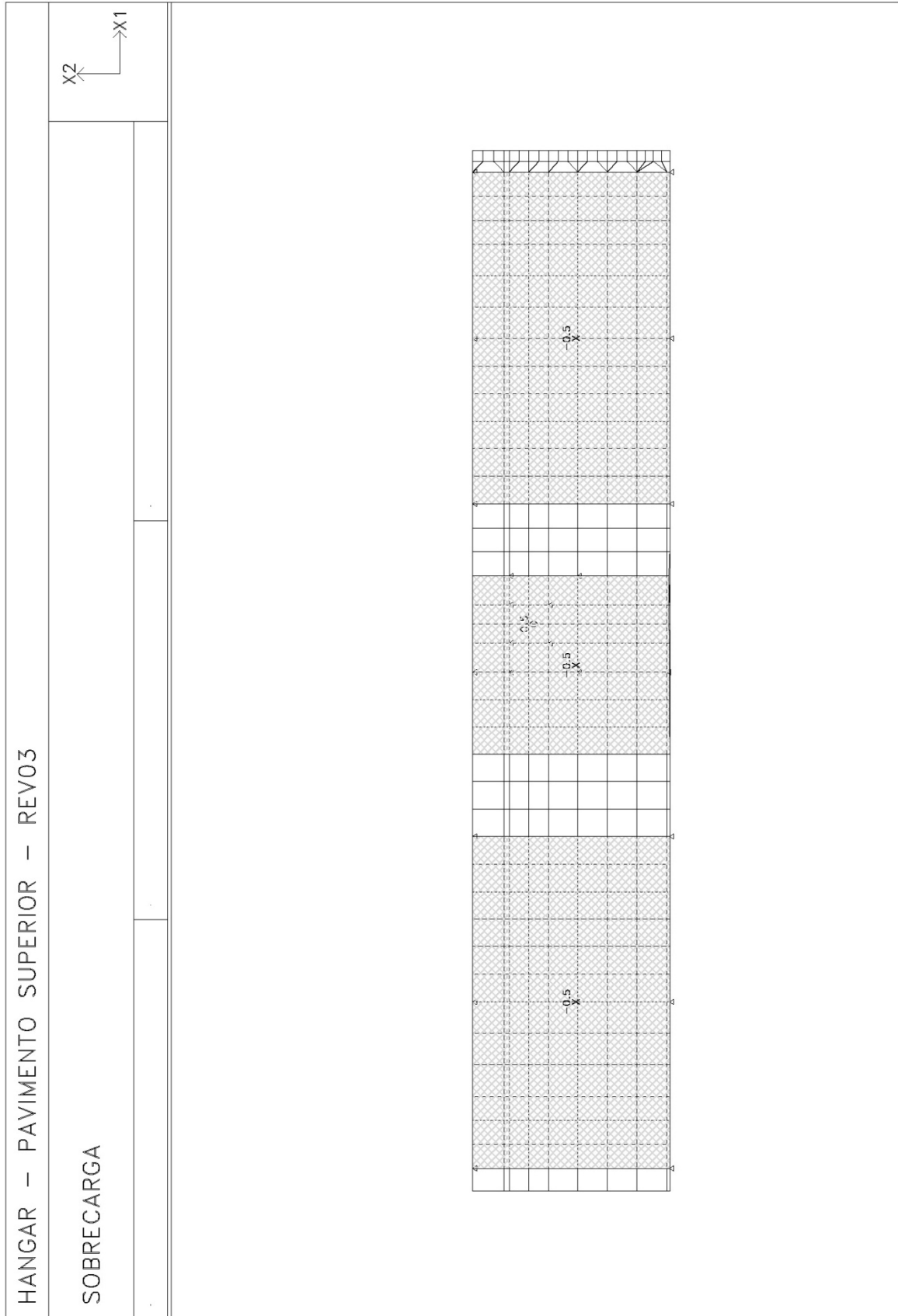
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
83





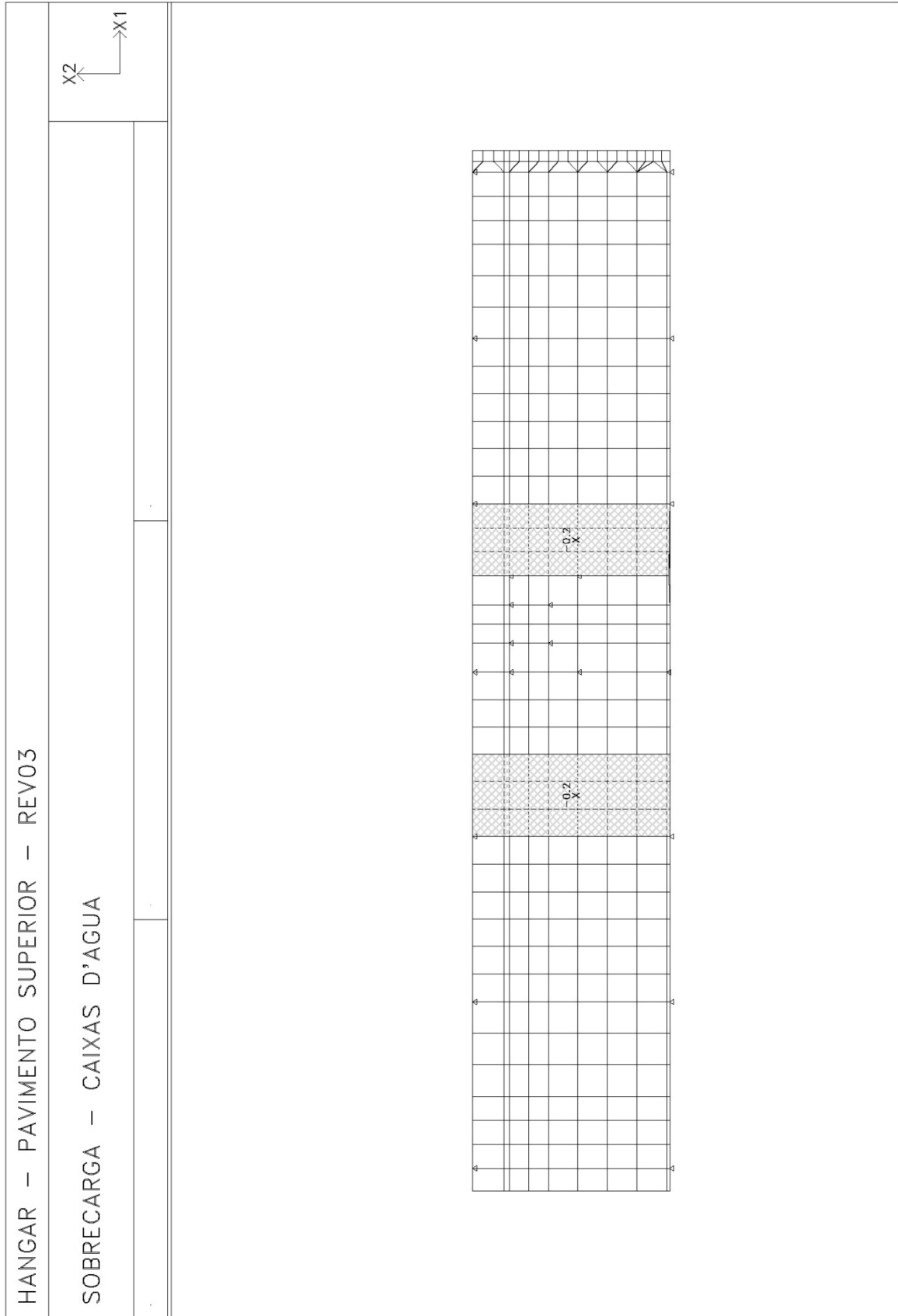
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

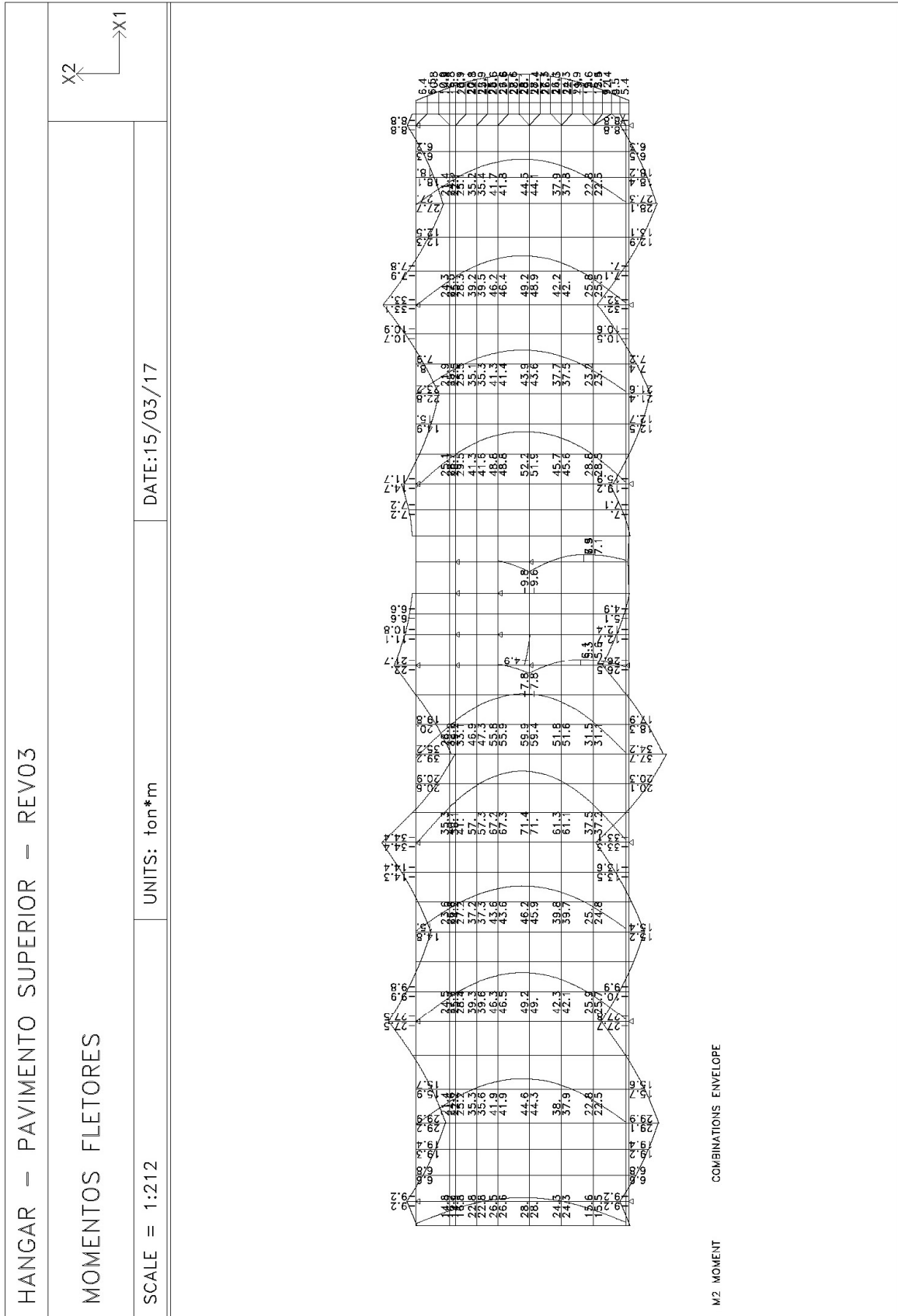
Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

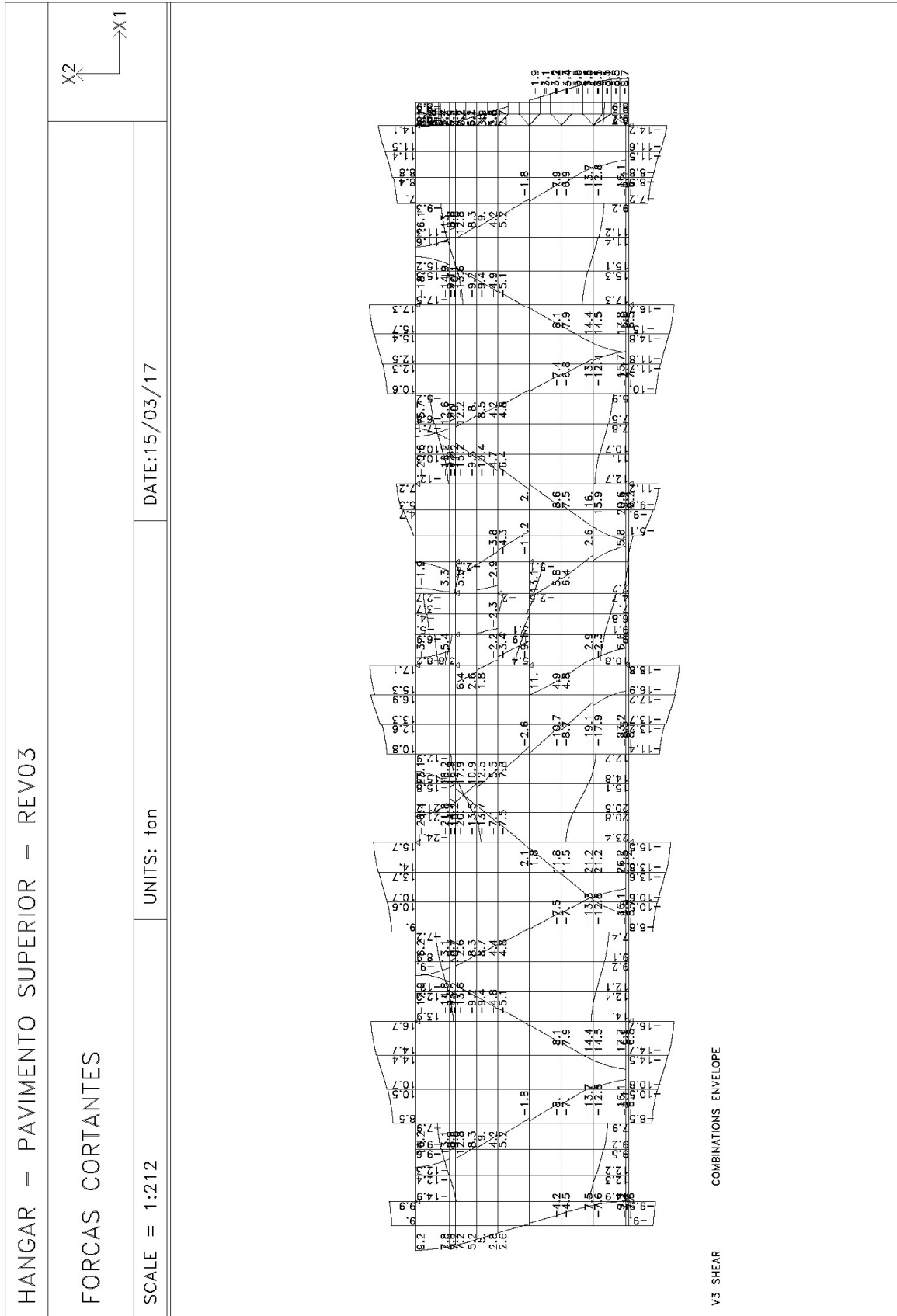
Revisão:
02

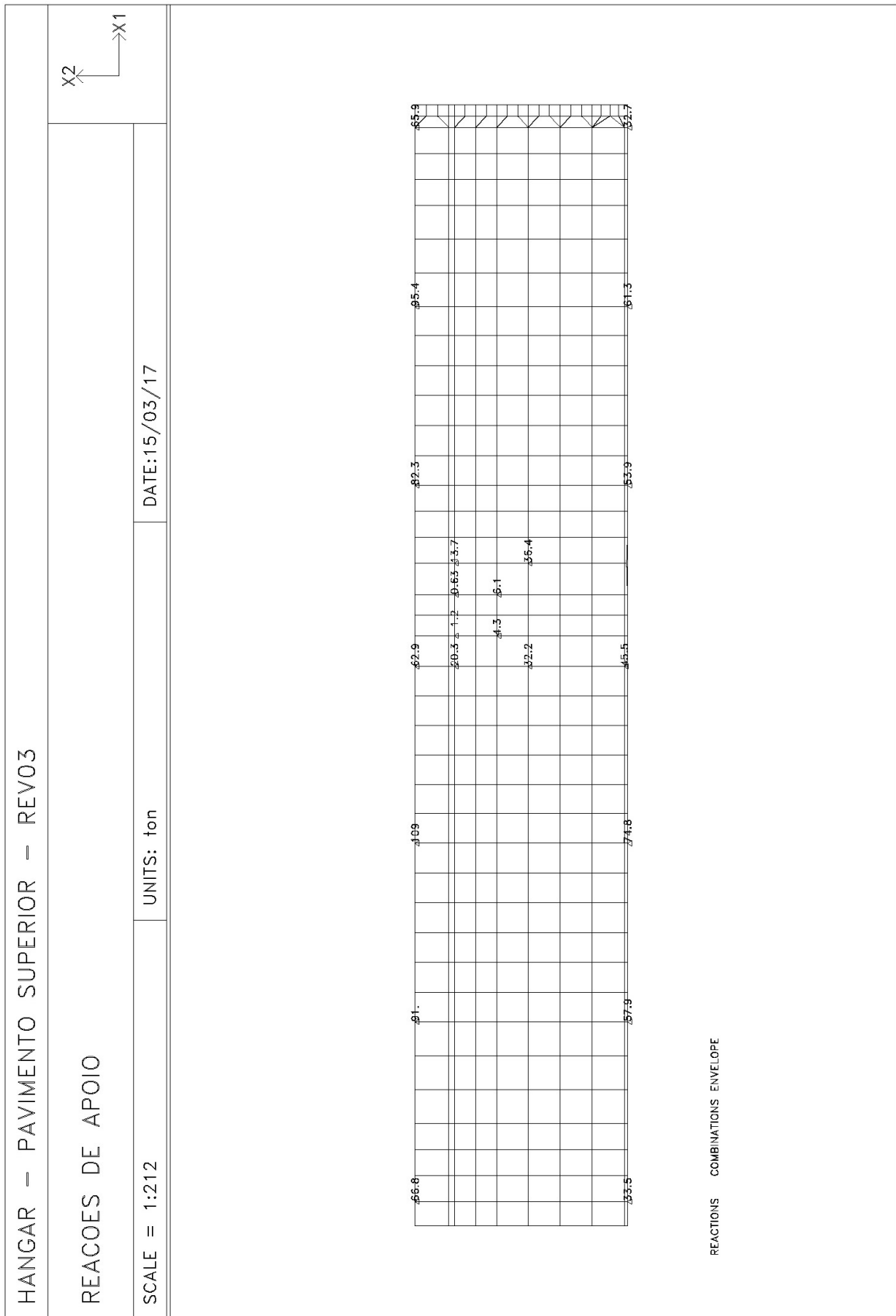
Data:
AGOSTO/17

Folha:
84











Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
88

HANGAR – P1 A P7 (SEGUNDO PAV)	
GEOMETRIA E PROPRIEDADES	
	



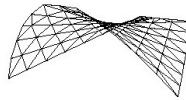
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
89

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

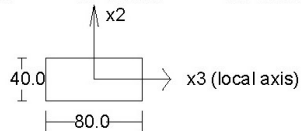
HANGAR - P1 A P7 (SEGUNDO PAV)
PROPRIEDADES
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Page: 1
Date: 15/03/17

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

PROPERTY NO. 1

A=0.3200E+04 I2=0.1707E+07 I3=0.4267E+06 J=0.1172E+07 SF2=0.850
Material = 1 - C35 Perimeter=240.000 SF3=0.850
h2=40.000 h3=80.000 e2=20.000 e3=40.000





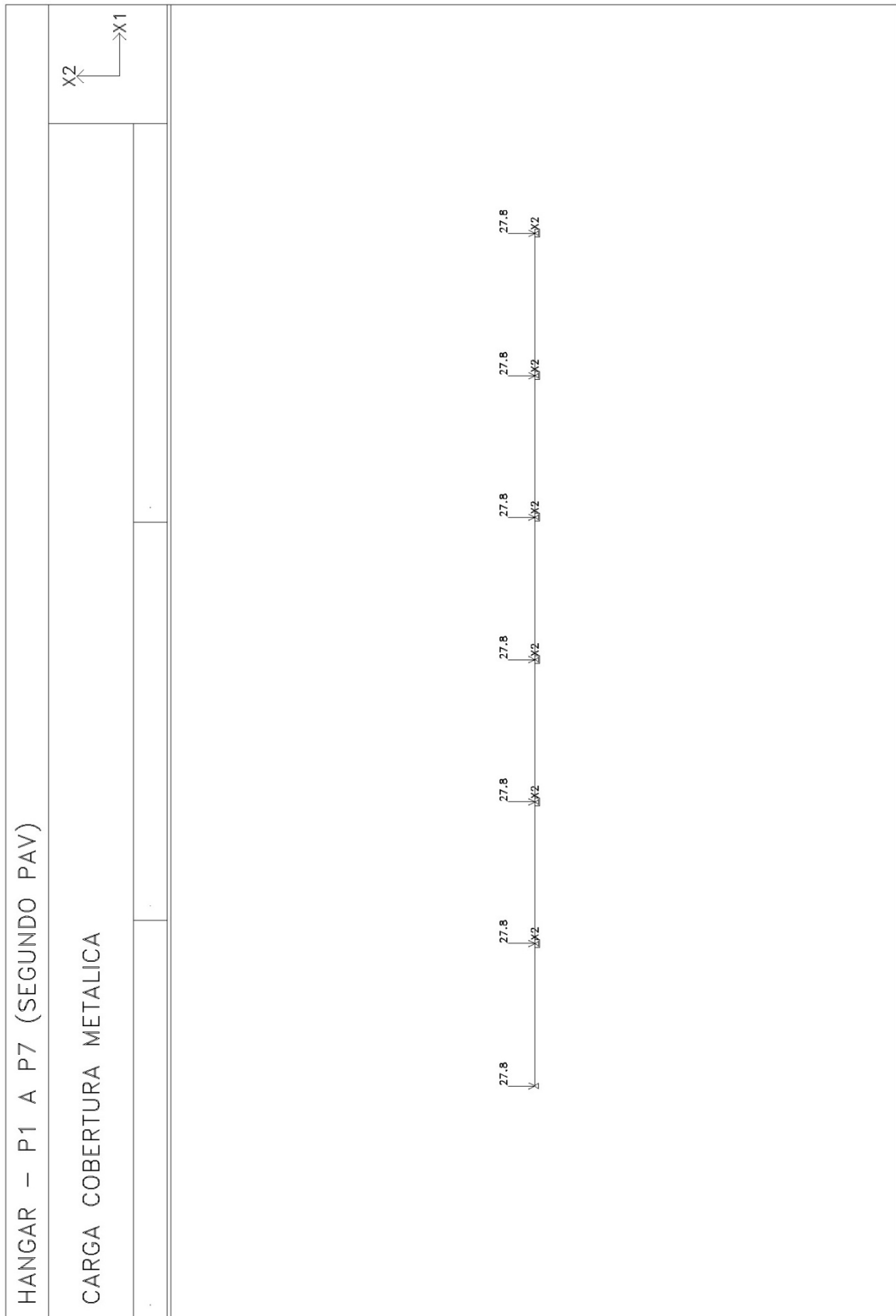
HANGAR – P1 A P7 (SEGUNDO PAV)		
CARGAS PERMANENTES		

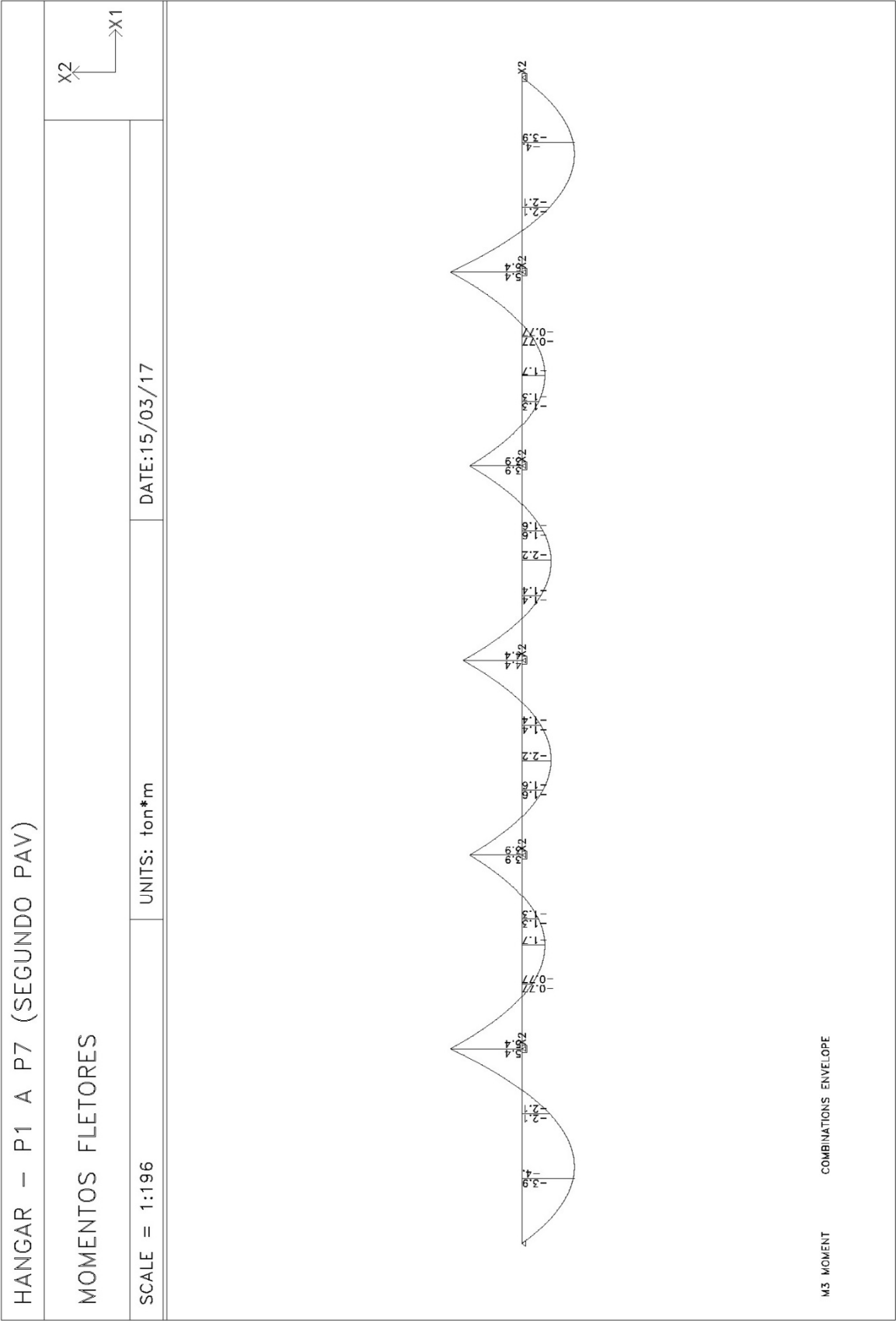


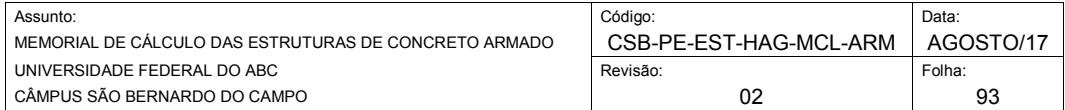
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

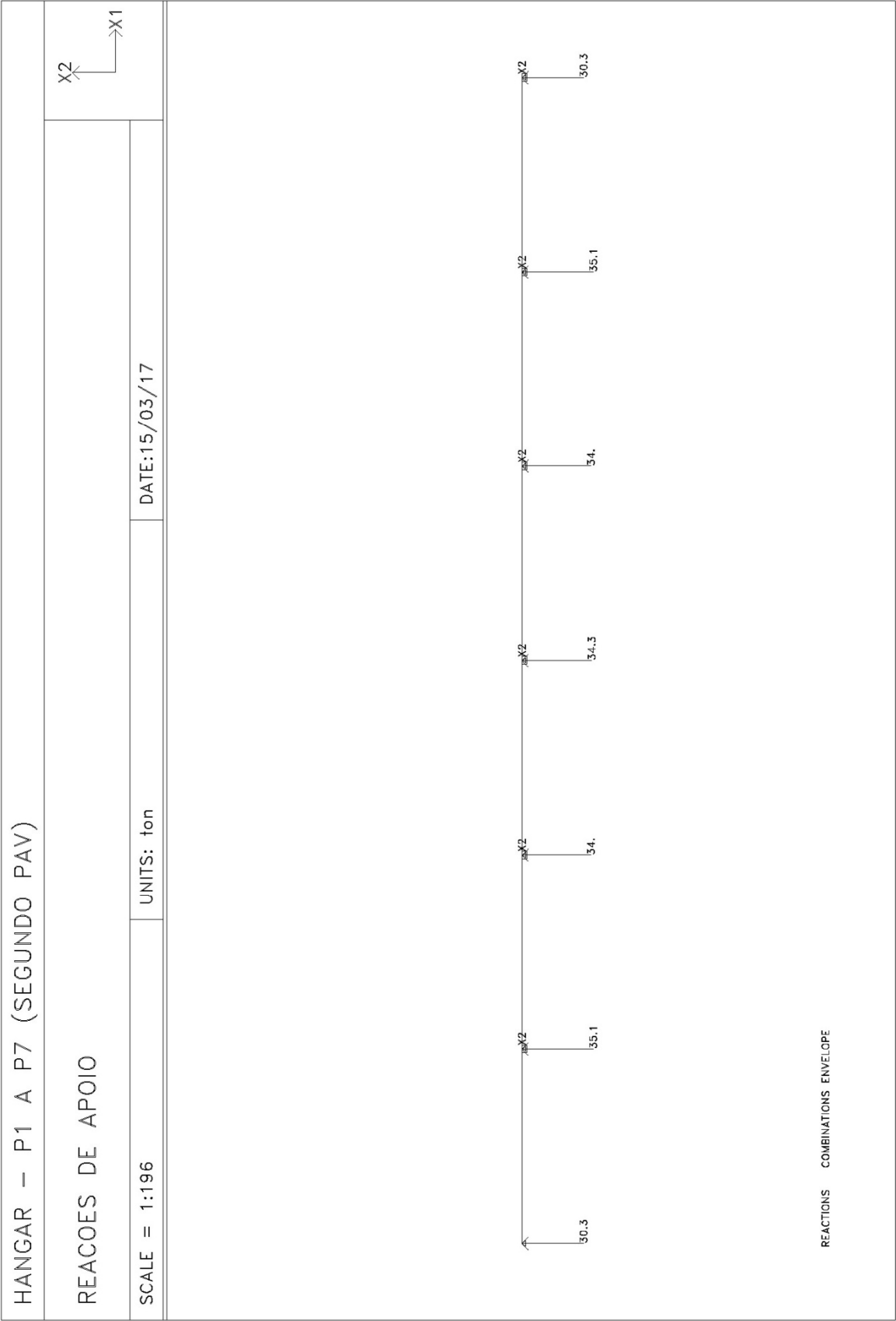
Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
91









DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

LAJE: L204

Dados:

Carregamento (p) = 2.11 tf/m²

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

$$\begin{aligned} l_y &= 950 \text{ cm} & \alpha_x &= 24.0 \\ l_x &= 400 \text{ cm} & \alpha_y &= 47.0 \\ \lambda &= 2.38 > 2.00 & -\beta_x &= 12.0 \\ & & -\beta_y &= 0.0 \end{aligned}$$

Momentos Fletores

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

$$\begin{aligned} p &= 2.11 \text{ tf/m}^2 & M_x &= 1.40 \text{ tfm} \\ l_x &= 400 \text{ cm} & M_y &= 0.72 \text{ tfm} \\ & & -M_{\beta x} &= 2.80 \text{ tfm} \\ & & -M_{\beta y} &= - \text{ tfm} \end{aligned}$$

LAJE: L206

Dados:

Carregamento (p) = 1.26 tf/m²

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

$$\begin{aligned} l_y &= 950 \text{ cm} & \alpha_x &= 24.0 \\ l_x &= 484 \text{ cm} & \alpha_y &= 47.0 \\ \lambda &= 1.96 < 2.00 & -\beta_x &= 12.0 \\ & & -\beta_y &= 0.0 \end{aligned}$$

Momentos Fletores

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

$$\begin{aligned} p &= 1.26 \text{ tf/m}^2 & M_x &= 1.22 \text{ tfm} \\ l_x &= 484 \text{ cm} & M_y &= 0.63 \text{ tfm} \\ & & -M_{\beta x} &= 2.45 \text{ tfm} \\ & & -M_{\beta y} &= - \text{ tfm} \end{aligned}$$

LAJE: L212

Dados:

Carregamento (p) = 0.98 tf/m²

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

$$\begin{aligned} l_y &= 950 \text{ cm} & \alpha_x &= 24.0 \\ l_x &= 451.5 \text{ cm} & \alpha_y &= 47.0 \\ \lambda &= 2.1 > 2.00 & -\beta_x &= 12.0 \\ & & -\beta_y &= 0.0 \end{aligned}$$

Momentos Fletores

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

$$\begin{aligned} p &= 0.98 \text{ tf/m}^2 & M_x &= 0.83 \text{ tfm} \\ l_x &= 451.5 \text{ cm} & M_y &= 0.42 \text{ tfm} \\ & & -M_{\beta x} &= 1.66 \text{ tfm} \\ & & -M_{\beta y} &= - \text{ tfm} \end{aligned}$$

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.00$ MPa
 Seção $b = 100.00$ cm
 $h = 15.00$ cm
 $d = 12.00$ cm
 $d' = 3.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s\text{ efetivo}}$ (cm ²)	Adotado
L204+x	1.40	1.96	3.91	10.00	5.24	Ø 10mm c/15cm
L204+y	0.72	1.01	1.97	8.00	2.51	Ø 8mm c/20cm
L204-x	2.80	3.92	8.18	12.50	8.18	Ø 12,5mm c/15cm
L206+x	1.22	1.71	3.39	10.00	5.24	Ø 10mm c/15cm
L206+y	0.62	0.87	1.69	8.00	2.51	Ø 8mm c/20cm
L206-x	2.45	3.43	7.07	12.50	8.18	Ø 12,5mm c/15cm
L212+x	0.83	1.16	2.28	10.00	5.24	Ø 10mm c/15cm
L212+y	0.42	0.59	1.14	8.00	2.51	Ø 8mm c/20cm
L212-y	1.66	2.32	4.67	12.50	8.18	Ø 12,5mm c/15cm

$$A_{s\text{ mín}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
L204+x	1.40	2.75	4199	241.26	0.10	0.09	0.30	Wkmax > wk ok!!
L204+y	0.72	1.98	2233	252.66	0.09	0.09	0.30	Wkmax > wk ok!!
L204-x	2.80	3.33	6043	314.29	0.22	0.14	0.30	Wkmax > wk ok!!
L206+x	1.22	2.75	4199	210.24	0.08	0.08	0.30	Wkmax > wk ok!!
L206+y	0.62	1.98	2233	217.57	0.07	0.08	0.30	Wkmax > wk ok!!
L206-x	2.45	3.33	6043	275.00	0.17	0.13	0.30	Wkmax > wk ok!!
L212+x	0.83	2.75	4199	143.04	0.04	0.05	0.30	Wkmax > wk ok!!
L212+y	0.42	1.98	2233	147.39	0.03	0.05	0.30	Wkmax > wk ok!!
L212-y	1.66	3.33	6043	186.33	0.08	0.09	0.30	Wkmax > wk ok!!

DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **V201** NÍVEL: **2º PAVIMENTO**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 80.00$ cm $b_f = 80.00$ cm
 $h = 40.00$ cm
 $d = 37.50$ cm
 $d' = 2.50$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO1	4.00	5.60	3.48	12.50	4	4.91	4 Ø 12.5 mm
AP2	5.40	7.56	4.73	12.50	4	4.91	4 Ø 12.5 mm
VÃO2	1.70	2.38	1.47	12.50	4	4.91	4 Ø 12.5 mm
AP3	3.90	5.46	3.39	12.50	4	4.91	4 Ø 12.5 mm
VÃO3	2.20	3.08	1.90	12.50	4	4.91	4 Ø 12.5 mm
AP4	4.40	6.16	3.84	12.50	4	4.91	4 Ø 12.5 mm
VAO4	2.20	3.08	1.90	12.50	4	4.91	4 Ø 12.5 mm
AP5	3.90	5.46	3.39	12.50	4	4.91	4 Ø 12.5 mm
VAO5	1.70	2.38	1.47	12.50	4	4.91	4 Ø 12.5 mm
AP6	5.40	7.56	4.73	12.50	4	4.91	4 Ø 12.5 mm
VAO6	4.00	5.60	3.48	12.50	4	4.91	4 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 4.80 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
80.00	40.00	3200	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO1	4.00	5.54	43767	228.55	0.11	0.16	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP2	5.40	5.06	147604	92.85	0.02	0.07	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO2	1.70	5.54	43767	97.14	0.02	0.07	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP3	3.90	5.54	43767	222.84	0.11	0.16	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO3	2.20	4.84	210958	26.65	0.00	0.02	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP4	4.40	5.54	43767	251.41	0.14	0.18	0.30	Wkmax > wk ok!!
VAO4	2.20	5.54	43767	125.70	0.03	0.09	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP5	3.90	5.54	43767	222.84	0.11	0.16	0.30	Wkmax > wk ok!!
VAO5	1.70	5.54	43767	97.14	0.02	0.07	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP6	5.40	5.54	43767	308.55	0.21	0.22	0.30	Wkmax > wk ok!!
VAO6	4.00	5.54	43767	228.55	0.11	0.16	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 4

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO1	3.90	5.46	-20.61	-	8.00	21.69	20.0	10.1	Ø 8mm c/20cm

$$V_{co} = 26.07 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 9.2687 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: V201=V205 NÍVEL: 2º PAVIMENTO

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 30.00$ cm $b_f = 30.00$ cm
 $h = 80.00$ cm
 $d = 77.50$ cm
 $d' = 2.50$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
AP1	9.20	12.88	3.75	12.50	3	3.75	3 Ø 12.5 mm
VÃO1	29.90	41.86	13.34	20.00	5	15.71	5 Ø 20 mm
AP2	27.50	38.50	12.19	25.00	4	19.63	4 Ø 25 mm
VAO2	15.00	21.00	6.45	20.00	4	12.57	4 Ø 20 mm
AP3	34.40	48.16	15.53	25.00	4	19.63	4 Ø 25 mm
VAO3	39.50	55.30	18.09	25.00	4	19.63	4 Ø 25 mm
AP4	4.40	6.16	1.85	25.00	4	19.63	4 Ø 25 mm
VAO4	2.20	3.08	0.92	25.00	4	19.63	4 Ø 25 mm
AP5	3.90	5.46	1.63	25.00	4	19.63	4 Ø 25 mm
VAO5	1.70	2.38	0.71	20.00	4	12.57	4 Ø 20 mm
AP6	5.40	7.56	2.27	25.00	4	19.63	4 Ø 25 mm
VAO6	4.00	5.60	1.68	20.00	5	15.71	5 Ø 20 mm
AP7	8.80	12.32	3.73	12.50	3	3.75	3 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
30.00	80.00	2400	10.00	2.40	5	3.93	2 x 5 Ø 10 mm

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
AP1	9.20	11.37	143018	332.84	0.24	0.30	0.30	Wkmax > wk ok!!
VÃO1	29.90	21.43	484822	270.55	0.26	0.25	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP2	27.50	23.51	577781	201.05	0.18	0.28	0.30	Wkmax > wk ok!!
VAO2	15.00	19.50	404921	168.12	0.10	0.19	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP3	34.40	23.51	577781	251.50	0.28	0.35	0.30	Wkmax > wk ok!!
VAO3	39.50	20.50	1093842	161.07	0.11	0.23	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP4	4.40	23.51	577781	32.17	0.00	0.05	0.30	Wkmax > wk ok!!
VAO4	2.20	23.51	577781	16.08	0.00	0.02	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP5	3.90	23.51	577781	28.51	0.00	0.04	0.30	Wkmax > wk ok!!
VAO5	1.70	19.50	404921	19.05	0.00	0.02	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP6	5.40	23.51	577781	39.48	0.01	0.06	0.30	Wkmax > wk ok!!
VAO6	4.00	21.43	484822	36.19	0.00	0.03	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP7	8.80	11.37	143018	318.37	0.22	0.28	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
S1	24.10	33.74	13.54	4.459	8.00	22.54	15.0	6.7	Ø 8mm c/15cm

$$V_{co} = 20.20 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 3.4758 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **V203** NÍVEL: **2º PAVIMENTO**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 18.00$ cm $b_f = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_{gk} (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	1.00	1.40	0.72	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	1.00	8.79	29255	96.85	0.02	0.13	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	1.35	1.89	-5.15	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **V204** NÍVEL: **2º PAVIMENTO**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 18.00$ cm $b_f = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	2.23	3.12	1.64	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	2.23	8.79	29255	215.97	0.10	0.28	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	5.41	7.57	0.54	0.304	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: V212=V215 NIVEL: 2º PAVIMENTO

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 18.00$ cm $b_f = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_{gk} (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO1	6.10	8.54	4.69	16.00	4	8.04	4 Ø 16 mm
AP1	7.90	11.06	6.22	16.00	4	8.04	4 Ø 16 mm
VAO2	1.79	2.51	1.31	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
AP2	2.67	3.74	1.97	16.00	4	8.04	4 Ø 16 mm
VAO3	1.21	1.69	0.88	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO1	6.10	14.58	76829	188.96	0.10	0.17	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP1	7.90	14.58	76829	244.72	0.17	0.22	0.30	Wkmax > wk ok!!
VAO2	1.79	8.79	29255	173.36	0.07	0.23	0.30	Wkmax > wk ok!!
AP2	2.67	14.58	76829	82.71	0.02	0.07	0.30	Wkmax > wk ok!!
VAO3	1.21	8.79	29255	117.19	0.03	0.15	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO1	11.30	15.82	8.78	4.982	8.00	20.18	10.0	10.1	Ø 8mm c/10cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$



DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: V206 A V209 - V217 A V220

NÍVEL: 2º PAVIMENTO

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço $f_{yt} =$	500.0 MPa
Seção	$b_w =$	30.00 cm	$b_f =$	220.00 cm		
	$h =$	80.00 cm	$h_f =$	15.00 cm		
	$d =$	73.00 cm				
	$d' =$	5.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	47.97	67.16	21.50	25.00	6	29.45	6 Ø 25 mm

$$A_{s\text{ min}} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
30.00	80.00	2400	10.00	2.40	5	3.93	2 x 5 Ø 10 mm

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	47.97	24.67	962655	188.46	0.16	0.19	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	20.20	28.28	9.25	3.235	8.00	28.92	20.0	5.0	Ø 8mm c/20cm

$$V_{co} = 19.03 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 3.4758 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: V206 A V209 - V217 A V220

NÍVEL: 2º PAVIMENTO

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço $f_{yt} =$	500.0 MPa
Seção	$b_w =$	30.00 cm	$b_f =$	220.00 cm		
	$h =$	80.00 cm	$h_f =$	15.00 cm		
	$d =$	73.00 cm				
	$d' =$	5.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	47.97	67.16	21.50	25.00	6	29.45	6 Ø 25 mm

$$A_{s\text{ min}} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
30.00	80.00	2400	10.00	2.40	5	3.93	2 x 5 Ø 10 mm

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	47.97	24.67	962655	188.46	0.16	0.19	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	20.20	28.28	9.25	3.235	8.00	28.92	20.0	5.0	Ø 8mm c/20cm

$$V_{co} = 19.03 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 3.4758 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: V210=V211=V216

NÍVEL: 2º PAVIMENTO

Dados:

Concreto	$f_{ck} =$	30.00 MPa	Aço CA	50		
	$E_{cs} =$	26838 MPa	$E_s =$	210000 MPa	Aço $f_{yt} =$	500.0 MPa
Seção	$b_w =$	40.00 cm	$b_f =$	230.00 cm		
	$h =$	80.00 cm	$h_f =$	15.00 cm		
	$d =$	75.00 cm				
	$d' =$	5.00 cm				

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	96.69	135.37	42.78	25.00	9	44.18	9 Ø 25 mm

$$A_{s\text{ min}} = 4.80 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
40.00	80.00	3200	10.00	3.20	5	3.93	2 x 5 Ø 10 mm

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	96.69	28.38	1056083	333.94	0.49	0.24	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	35.20	49.28	23.21	7.901	10.00	19.88	15.0	10.5	Ø 10mm c/15cm

$$V_{co} = 26.07 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 4.6343 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ANALISE DE FLECHA

Lajes 4,0x9,5 h=15 cm

Peso próprio 15x25 = 375 kg/m²

Revestimento = 100 kg/m²

g = 475 kg/m²

Sobrecarga q = 500 kg/m²

g+q = 975 kg/m²

$R_g = 0,75 \text{ tf/m}$

$R_q = 0,79 \text{ tf/m}$

$R_g + R_q = 1,54 \text{ tf/m}$

$p_p = 0,49 \text{ tf/m}$

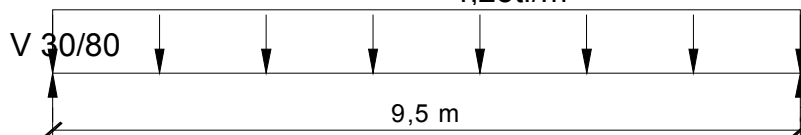
Lajes = 2 x 1,54 tf/m

$Alv = 0,68 \text{ tf/m}$

= 4,25 tf/m

g = 2,67 tf/m

q = 1,58 tf/m



$M_g = 30,12 \text{ tfm}$

$M_q = 17,82 \text{ tfm}$

$M_g + q = 47,94 \text{ tfm}$

$A_s = 30 \text{ cm}^2 d = 73 \quad \mu = 0,0125$

$A_s = 15 \text{ cm}^2 \quad d' = 5 \quad \alpha = 7,83$

$E_{cs} = 26838,40 \text{ MPa} \quad \mu\alpha = 0,10$

$E = 210.000 \text{ MPa} \quad \psi_2 = 0,3$

$b_f = 220 \text{ cm} - \text{seção T}$

$$M_{a,cQP} = 30,12 + 0,3 \times 17,82 = 35,47 \text{ tfm}$$

$$I_c = 27,10 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad e \quad y_t = 0,5764 \text{ m}$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 30^{2/3} = 2,8965 \text{ MPa} \quad (289,65 \text{ tf/m}^2)$$

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} = \frac{1,2 \times 289,65 \times 27,10 \times 10^{-3}}{0,5764} = 16,34 \text{ tfm}$$

$$\left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 = \left(\frac{16,34}{35,47}\right)^3 = 0,0978$$

$$A = \frac{30}{2} = 15$$

$$B = 15 (220 - 30) + 7,83 (15 + 30) = 3.202,35$$

$$C = -\frac{15^2}{2} (220 - 30) - 7,83 (15 \times 5 + 30 \times 73) = -39.109,95$$

$$x^2 + 213,49 - 2607,33 \Rightarrow x = \frac{-213,49 \pm 236,66}{2} = 11,59 \text{ cm}$$

$$I_{II} = \frac{220 \times 11,59^3}{3} - \frac{(220 - 30)(11,59 - 15)^3}{3} + 7,83 \times 15 \times (5 - 11,83)^2 + 7,83 \times 30(73 - 11,83)^2$$

$$I_{II} = 114.169,93 + 2511,28 + 5478,91 + 878.941,52 =$$

$$I_{II} = 1.001.101,64 \text{ cm}^2 (10,01 \times 10^{-3} \text{ m}^4)$$

$$E_{I,eq} = 2.683.840 [0,078 \times 27,10 \times 10^{-3} + (1 - 0,078) \times 10,01 \times 10^{-3}]$$

$$E_{I,eq} = 30.442,85 \leq 2.683.840 \times 27,10 \times 10^{-3} = 72.732,06 \text{ tfm}^2$$

Flecha para carga permanente

$$f_g = \frac{5 \times 2,67 \times 9,5^4}{384 \times 30.442,85} \times 100 = 0,93 \text{ cm}$$

Efeito da fluência

$$\rho' = 15 / (30 \times 80) = 6,25 \times 10^{-3}$$

$$\Delta \varepsilon = 2,0$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + 50\rho'} = \frac{2}{1,3125} = 1,52$$

$$f_{gcorr} = 2,52 \times 0,93 = 2,34 \text{ cm}$$

Flecha para carga acidental

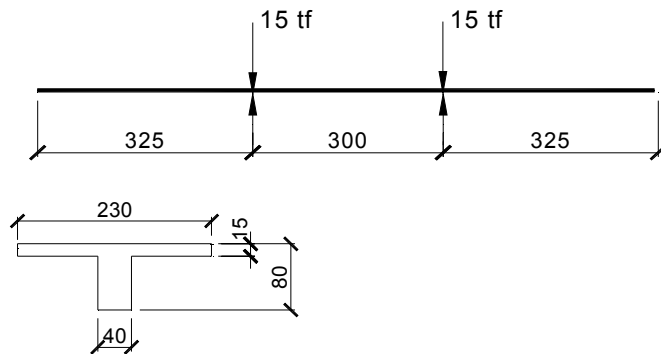
$$f_q = \frac{5 \times 0,3 \times 1,58 \times 9,5^4}{384 \times 30.442,85} \times 100 = 0,17 \text{ cm}$$

$$f_{total} = 2,34 + 0,17 = 2,51 \text{ cm } (l/379)$$

contra flecha de 2,5 cm

Vigas na Região das Caixas D'Água

Cx D'Água : 15.000 litros Ø 2,30 a 2,90 m Øm = 2,6 m



$$M = 48,75 \text{ tfm}$$

$$V = 15 \text{ tf}$$

$$M_g = 30,12 + 48,75 = 78,87 \text{ tfm}$$

$$M_q = 17,82 \text{ tfm}$$

$$M_g + q = 96,69 \text{ tf/m}$$

$$I_c = 33,52 \times 10^{-3} m^4 ; y_t = 0,5831 \text{ m}$$

$$M_{a,CQP} = 78,87 + 0,3 \times 17,82 = 84,22 \text{ tfm}$$

$$M_r = \frac{1,2 \times 289,65 \times 33,52 \times 10^{-3}}{0,5531} = 21,07 \text{ tfm}$$

$$\left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 = \left(\frac{21,07}{84,22}\right)^3 = 0,0157$$

$$A = \frac{40}{2} = 20$$

$$B = 15 (230 - 40) + 7,83 (25 + 50) = 3.437,25$$

$$C = -\frac{15^2}{2} (230 - 40) - 7,83 (25 \times 5 + 50 \times 73) = -50.333,25$$

$$x^2 + 171,86x - 2546,66 \Rightarrow x = \frac{-171,86 \pm 199,31}{2} = 13,73 \text{ cm}$$

$$I_{II} = \frac{230 \times 13,73^3}{3} - \frac{(230 - 40)(13,73 - 15)^3}{3} + 7,83 \times 25 \times (5 - 13,83)^2 + 7,83 \times 50 (73 - 13,83)^2$$

$$I_{II} = 198.434,96 + 129,73 + 15.262,41 + 1.370.676,30 =$$

$$\psi_2 = 0,3$$

$$\mu = 0,0156$$

$$\alpha = 7,83$$

$$\mu_\alpha = 0,1222$$

$$I_{II} = 1.584.503,4 \text{ cm}^4 (15,85 \times 10^{-3} \text{ m}^4)$$

$$E_{I,eq} = 2.683.840 [0,0157 \times 33,52 \times 10^{-3} + (1 - 0,0157) \times 15,85 \times 10^{-3}]$$

$$E_{I,eq} = 43.283,41 \text{ tfm}^2 \leq 2.683.840 \times 33,52 \times 10^{-3} = 89.962,31 \text{ tfm}^2$$

Flecha para carga permanente

$$f_g = \frac{5 \times 2,67 \times \overline{9,5^4} \times 100}{384 \times 43283,41} + \frac{15 \times \overline{9,5^3} \times 100}{24 \times 43283,41} \left(\frac{3 \times 3,25}{9,5} - 4 \times \frac{3,25^3}{9,5^3} \right) =$$

$$f_g = 0,65 + 1,07 = 1,72 \text{ cm}$$

Efeito da fluência

$$\rho' = \frac{25}{(40 \times 80)} = 7,813 \times 10^{-3}$$

$$\Delta \varepsilon = 2,0$$

$$\alpha_f = \frac{2,0}{1 + 50 \times 7,813 \times 10^{-3}} = \frac{2}{1,39} = 1,44$$

$$f_{gcorr} = 2,44 \times 1,72 = 4,20 \text{ cm}$$

Flecha para carga acidental

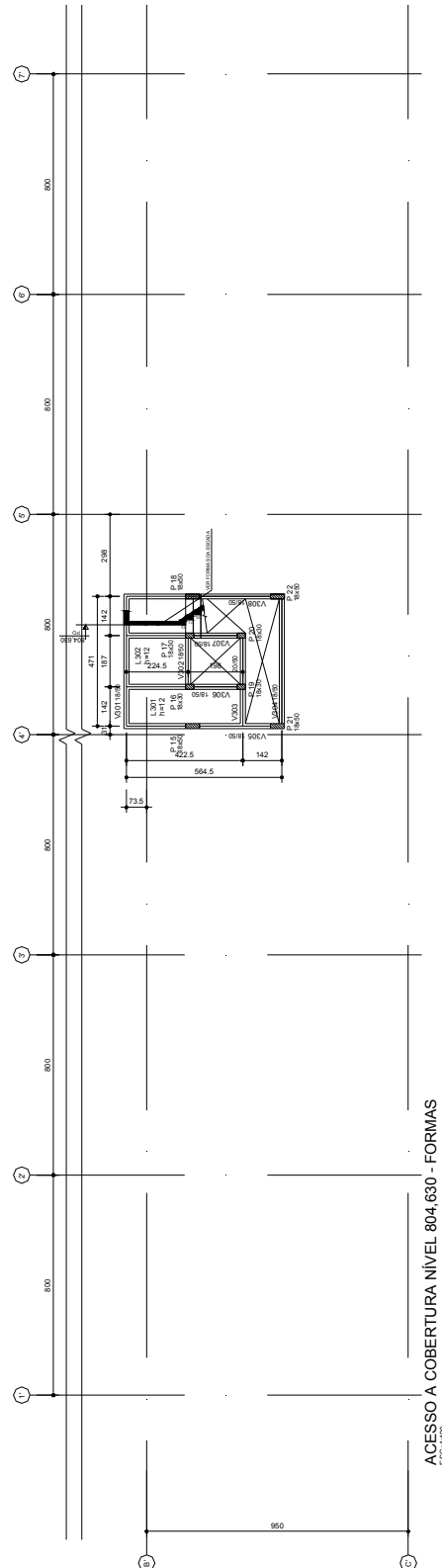
$$f_q = \frac{5 \times 0,3 \times 1,58 \times \overline{9,5^4} \times 100}{384 \times 43.283,41} = 0,12 \text{ cm}$$

$$f_{total} = 4,20 + 0,12 = 4,32 \text{ cm} \left(\frac{l}{220} \right)$$

contra flecha de 2,5 cm

6.4. Terceiro pavimento/ Acesso a cobertura

Geometria





CARGAS DISTRIBUÍDAS

Peso próprio viga = $0,18 \times 0,50 \times 2,50 = 0,225 \text{ tf/m}$;

Peso próprio viga = $0,18 \times 0,70 \times 2,50 = 0,315 \text{ tf/m}$;

Peso próprio lajes = $0,12 \times 2,50 = 0,30 \text{ tf/m}^2$

Peso próprio lajes = $0,10 \times 2,50 = 0,25 \text{ tf/m}^2$

Sobrecarga lajes = $0,30 \text{ tf/m}^2$

Revestimento lajes = $0,10 \text{ tf/m}^2$

Alvenaria = $0,3 \times 3,0 = 0,90 \text{ tf/m}$

Para as lajes dos degraus ($h_{\text{médio}} = 20,67 \text{ cm}$) , tem-se:

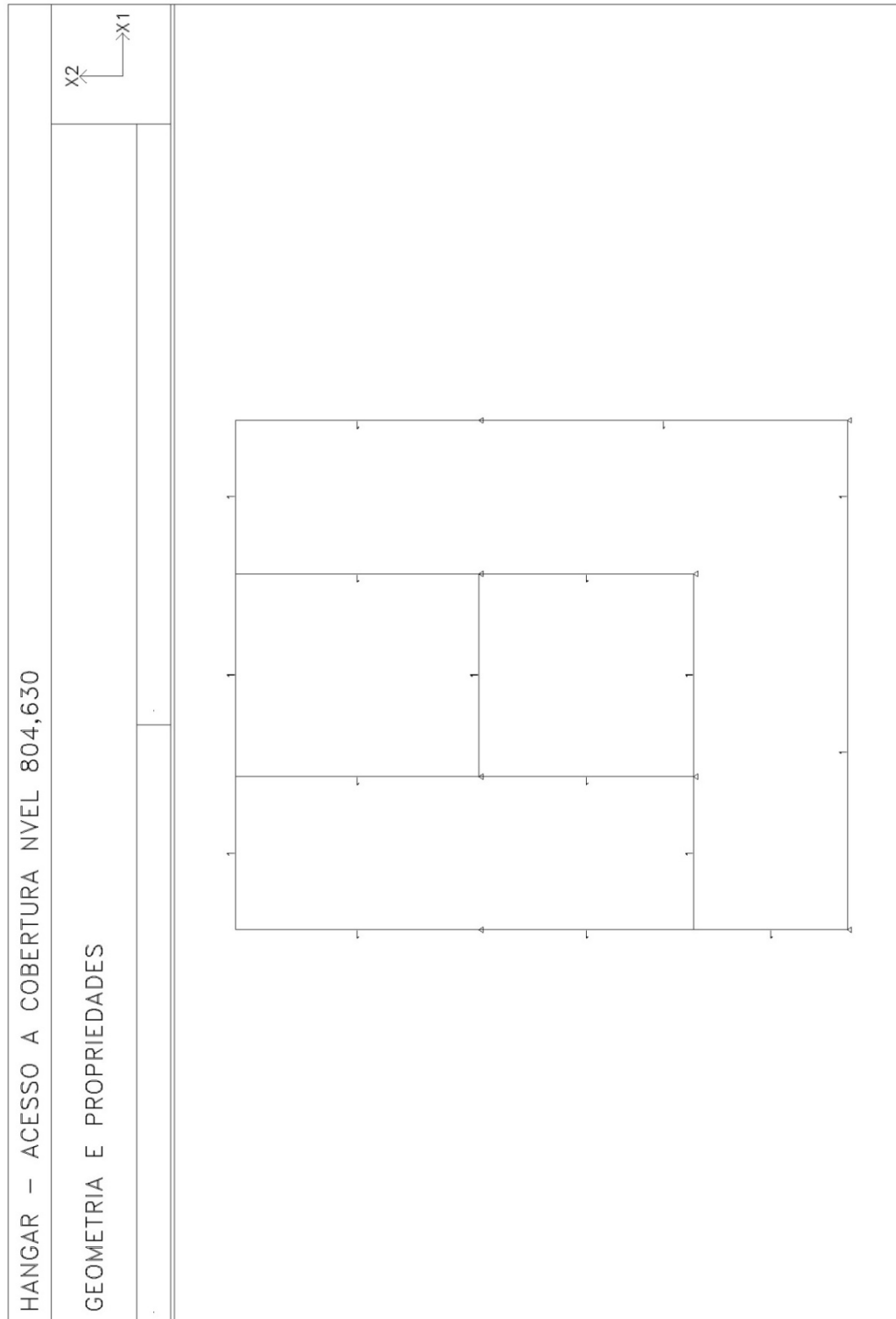
Peso próprio das lajes = $0,2067 \times 2,5 = 0,517 \text{ tf/m}^2$

Revestimento = $0,10 \text{ tf/m}^2$

Sobrecarga = $0,50 \text{ tf/m}^2$

As cargas nas bases dos pilares são provenientes das cargas permanentes e sobrecargas do devido pavimento, segundo a norma NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações.

ESQUEMA ESTÁTICO, CARREGAMENTOS E ESFORÇOS (PROCESSAMENTOS)





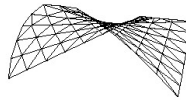
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
112

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

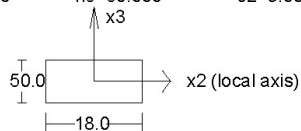
HANGAR - ACESSO A COBERTURA NÍVEL 804,630
PROPRIEDADES
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

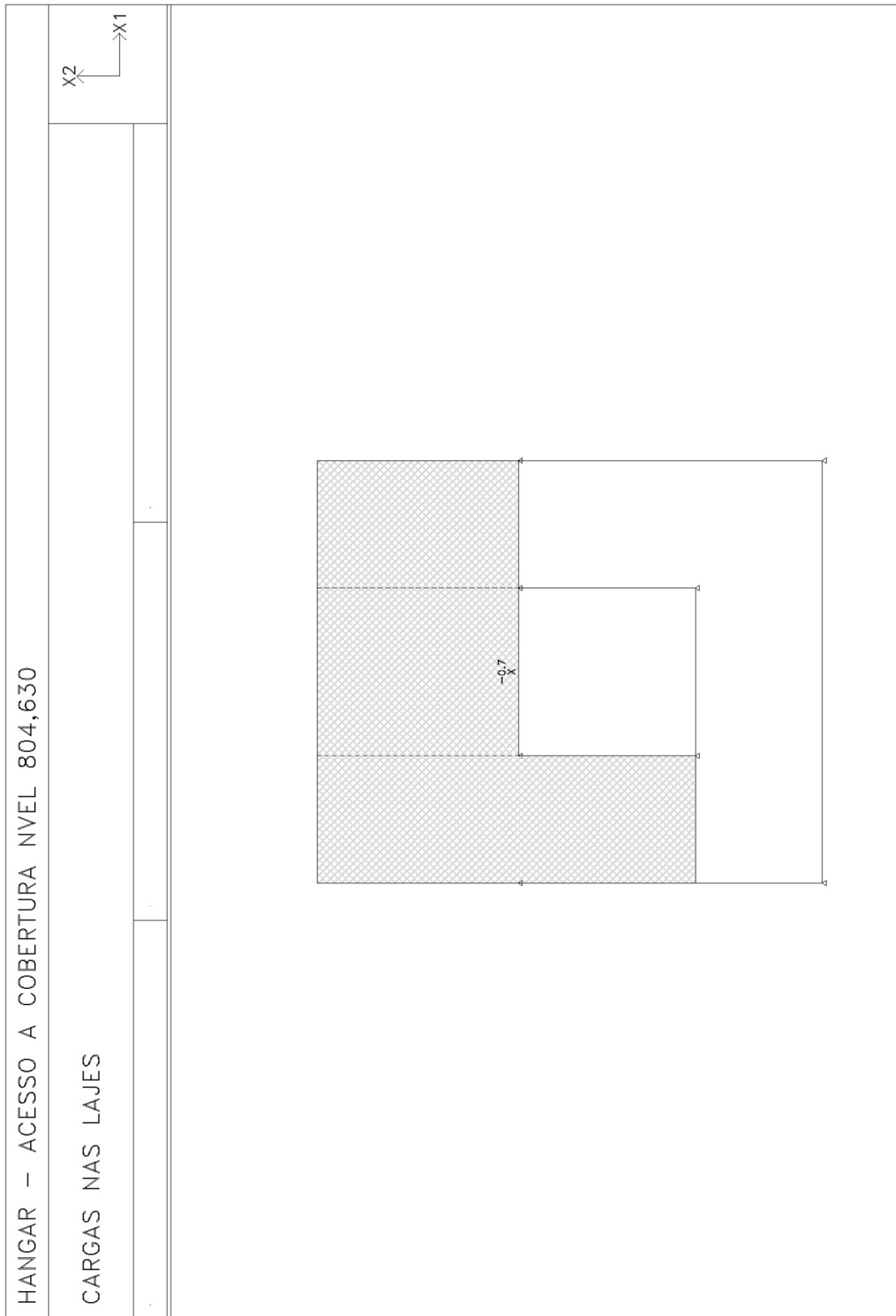
Page: 1
Date: 15/03/17

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

PROPERTY NO. 1

A=0.9000E+03 I2=0.1875E+06 I3=0.2430E+05 J=0.7519E+05 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=136.000 SF3=0.850
h2=18.000 h3=50.000 e2=9.000 e3=25.000







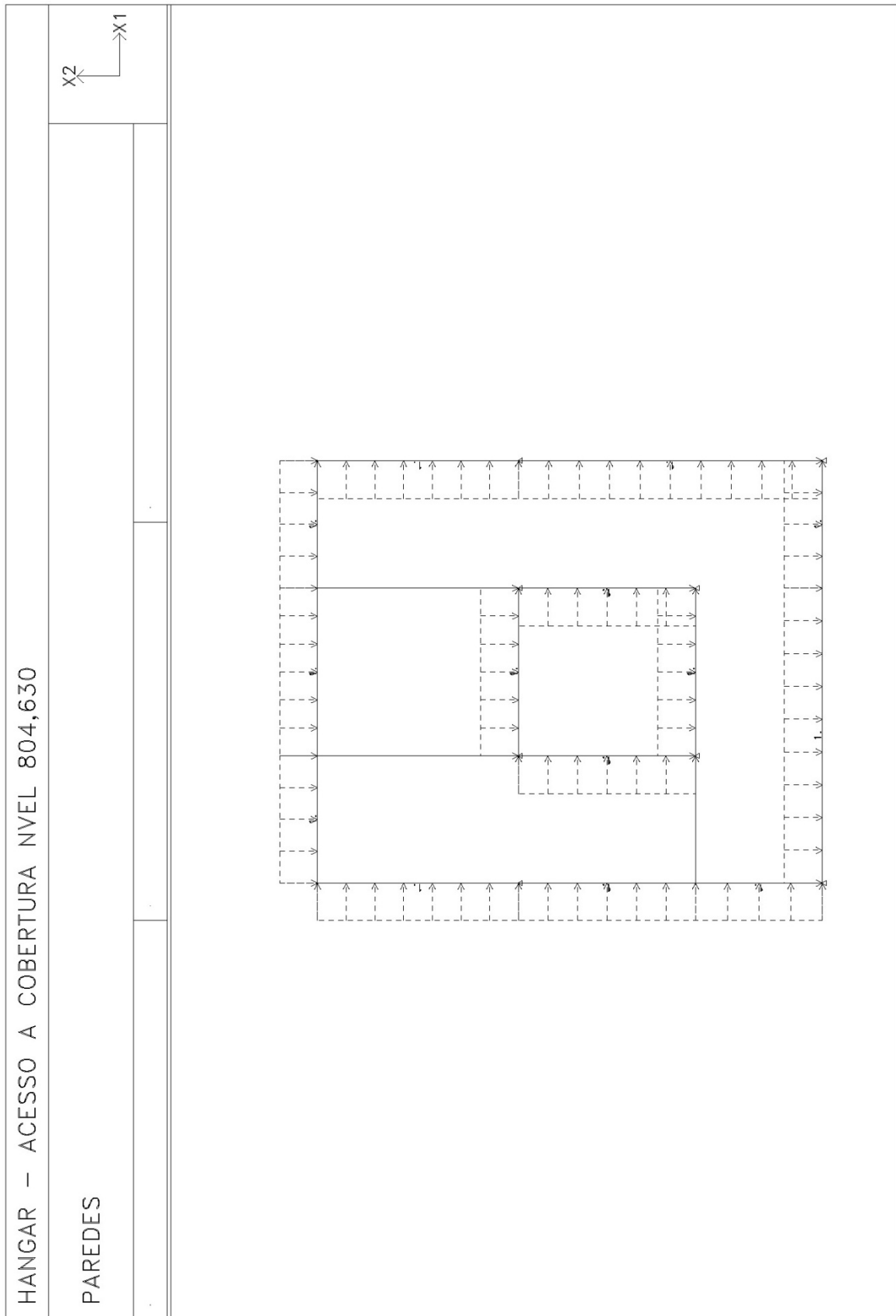
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
114





Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

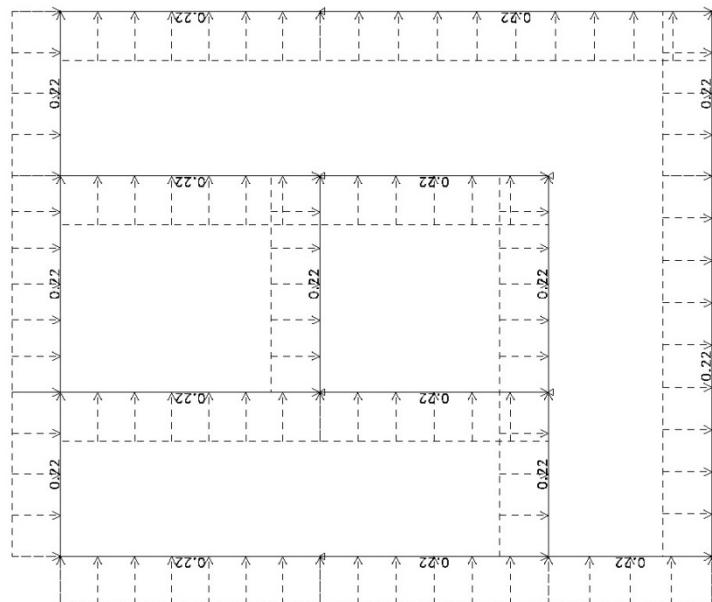
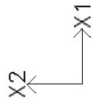
Revisão:
02

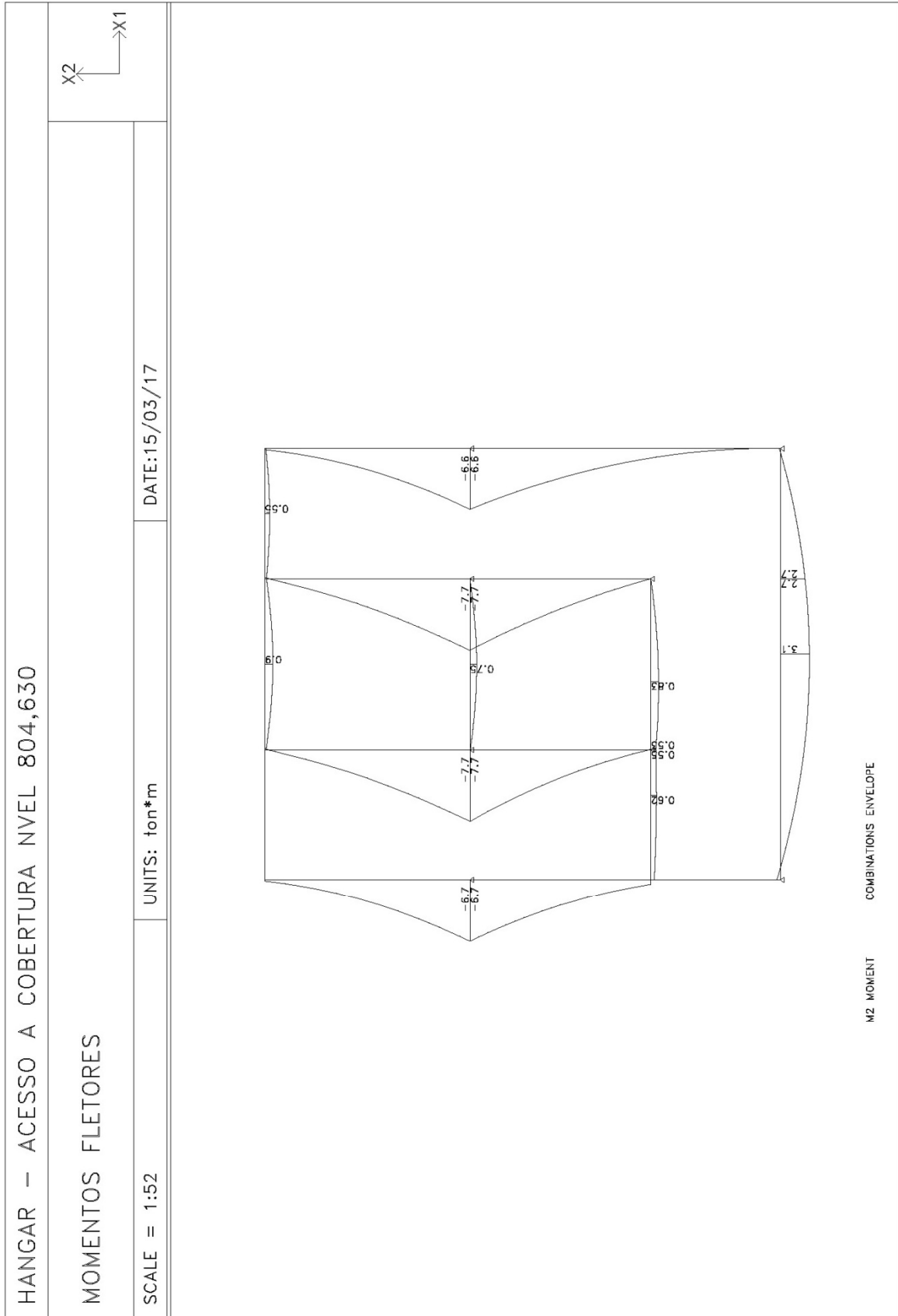
Data:
AGOSTO/17

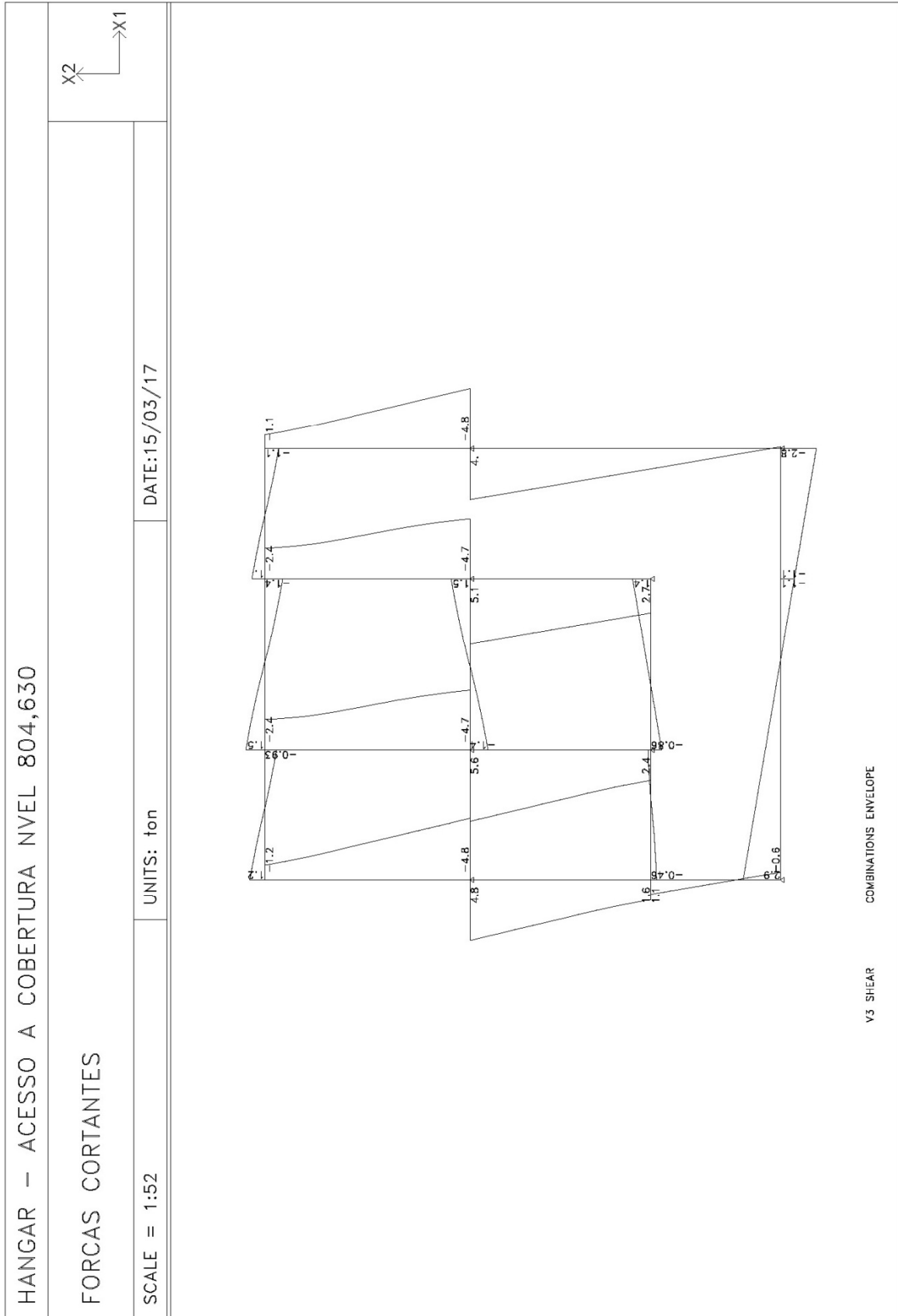
Folha:
115

HANGAR – ACESSO A COBERTURA NVEL 804,630

PP VIGAS

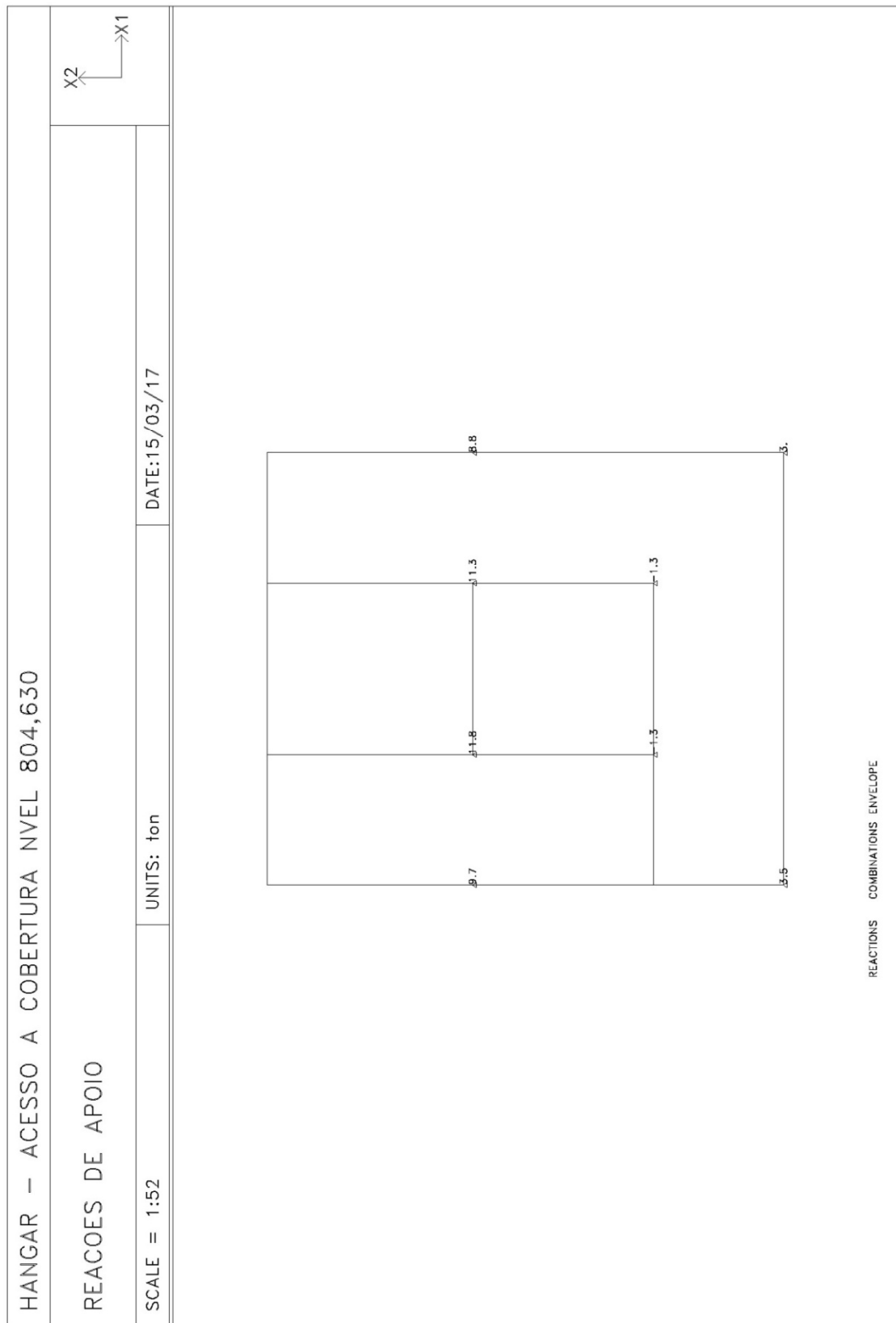








Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 118



DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 225 cm
lx = 187 cm
 $\lambda = 1,2 < 2,00$

$\alpha_x = 27,2$
 $\alpha_y = 48,1$
 $-\beta_x = 13,0$
 $-\beta_y = 0,0$

Laje armada em duas direções

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = 0,75 tf/m²
lx = 187 cm

$M_x = 0,10$ tfm
 $M_y = 0,05$ tfm
 $-M_{\beta x} = 0,20$ tfm
 $-M_{\beta y} = -$ tfm

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 423 cm
lx = 142 cm
 $\lambda = 2,98 > 2,00$

$\alpha_x = 14,2$
 $\alpha_y = 42,5$
 $-\beta_x = 8,0$
 $-\beta_y = 0,0$

Laje armada em uma direção

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = 0,75 tf/m²
lx = 142 cm

$M_x = 0,11$ tfm
 $M_y = 0,04$ tfm
 $-M_{\beta x} = 0,19$ tfm
 $-M_{\beta y} = -$ tfm

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 423 cm
lx = 142 cm
 $\lambda = 2,98 > 2,00$

$\alpha_x = 8,0$
 $\alpha_y = 23,5$
 $-\beta_x = 0,0$
 $-\beta_y = 0,0$

Laje armada em uma direção

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = 0,75 tf/m²
lx = 142 cm

$M_x = 0,19$ tfm
 $M_y = 0,06$ tfm
 $-M_{\beta x} = -$ tfm
 $-M_{\beta y} = -$ tfm

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,00$ MPa
 Seção $b = 100,00$ cm
 $h = 12,00$ cm
 $d = 8,00$ cm
 $d' = 4,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_{gk} (tf.m)	$M_{qmáxk}$ (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_s \text{ cal (cm}^2\text{)}$	ϕ (mm)	$A_s \text{ efetivo (cm}^2\text{)}$	Adotado
1	0,10		0,13	0,39	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
2	0,05		0,08	0,22	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
3	0,20		0,28	0,82	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
4	0,11		0,15	0,43	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
5	0,04		0,05	0,14	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
6	0,19		0,26	0,77	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
7	0,06		0,09	0,26	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm

$$A_{s \text{ mín}} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
1	0,10	1,93	1372	33,37	0,00	0,02	0,30	Wkmax > wk ok!!
2	0,05	1,93	1372	18,87	0,00	0,01	0,30	Wkmax > wk ok!!
3	0,20	1,93	1372	69,82	0,01	0,03	0,30	Wkmax > wk ok!!
4	0,11	1,93	1372	36,87	0,00	0,02	0,30	Wkmax > wk ok!!
5	0,04	1,93	1372	12,32	0,00	0,01	0,30	Wkmax > wk ok!!
6	0,19	1,93	1372	65,43	0,01	0,03	0,30	Wkmax > wk ok!!
7	0,06	1,93	1372	22,28	0,00	0,01	0,30	Wkmax > wk ok!!

DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

V 18/50

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
Seção $bw = 18,00$ cm $bf = 18,00$ cm
 $h = 50,00$ cm $hf =$ cm
 $d = 40,00$ cm
 $d' = 10,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)		M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
S1	3,10		4,19	2,51	12,50	3	3,68	3 Ø 12,5 mm
S2	6,60		8,91	5,65	16,00	4	8,04	4 Ø 16 mm
S3	7,70		10,40	6,73	16,00	4	8,04	4 Ø 16 mm
S4	6,70		9,05	5,75	16,00	4	8,04	4 Ø 16 mm
S5	0,90		1,22	0,71	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm
S6	0,83		1,12	0,65	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm
S7	0,75		1,01	0,59	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

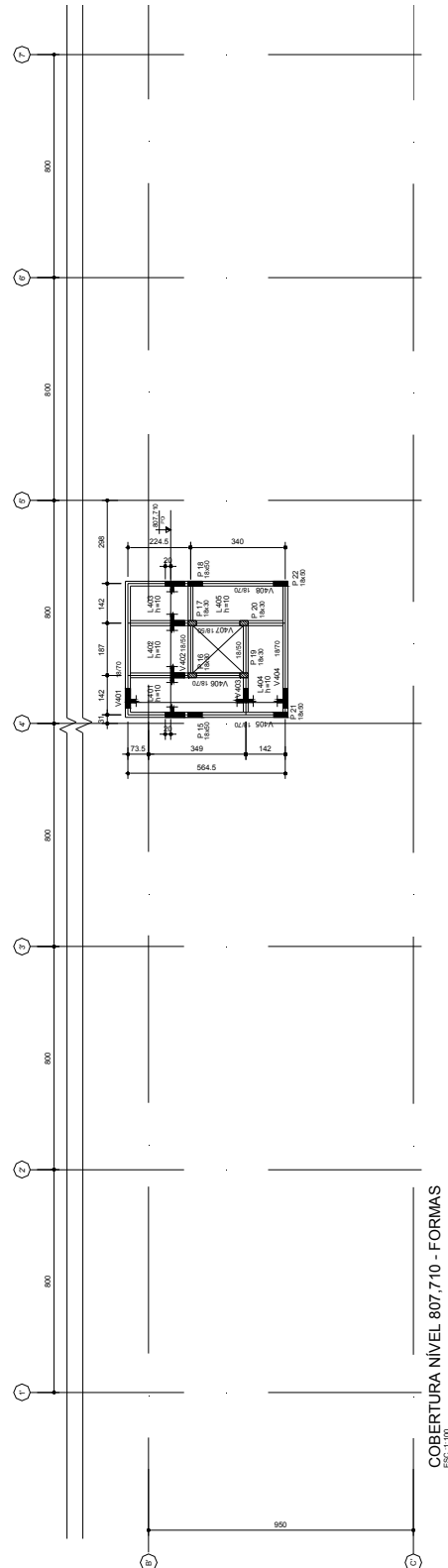
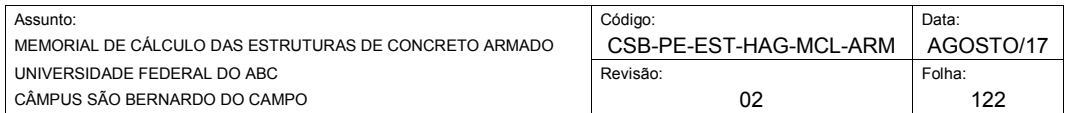
Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
S1	3,10	9,83	31920	229,29	0,12	0,21	0,30	Wkmax > wk ok!!
S2	6,60	15,48	60098	210,66	0,12	0,19	0,30	Wkmax > wk ok!!
S3	7,70	15,48	60098	245,77	0,17	0,22	0,30	Wkmax > wk ok!!
S4	6,70	15,48	60098	213,85	0,13	0,19	0,30	Wkmax > wk ok!!
S5	0,90	7,70	22775	99,87	0,02	0,13	0,30	Wkmax > wk ok!!
S6	0,83	7,70	22775	92,11	0,02	0,12	0,30	Wkmax > wk ok!!
S7	0,75	7,70	22775	83,23	0,02	0,11	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)		V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
MÁX	5,60		7,84	1,58	1,011	6,30	29,90	20,0	3,1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 6,26 \text{ tf} \quad A_{s/S\text{ min}} = 2,0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$





CARGAS DISTRIBUÍDAS

Peso próprio viga = $0,18 \times 0,50 \times 2,50 = 0,225 \text{ tf/m}$;

Peso próprio viga = $0,18 \times 0,70 \times 2,50 = 0,315 \text{ tf/m}$;

Peso próprio lajes = $0,12 \times 2,50 = 0,30 \text{ tf/m}^2$

Peso próprio lajes = $0,10 \times 2,50 = 0,25 \text{ tf/m}^2$

Sobrecarga lajes = $0,30 \text{ tf/m}^2$

Revestimento lajes = $0,10 \text{ tf/m}^2$

Alvenaria = $0,3 \times 3,0 = 0,90 \text{ tf/m}$

Para as lajes dos degraus ($h_{\text{médio}} = 20,67 \text{ cm}$) , tem-se:

Peso próprio das lajes = $0,2067 \times 2,5 = 0,517 \text{ tf/m}^2$

Revestimento = $0,10 \text{ tf/m}^2$

Sobrecarga = $0,50 \text{ tf/m}^2$

As cargas nas bases dos pilares são provenientes das cargas permanentes e sobrecargas do devido pavimento, segundo a norma NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações.



Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

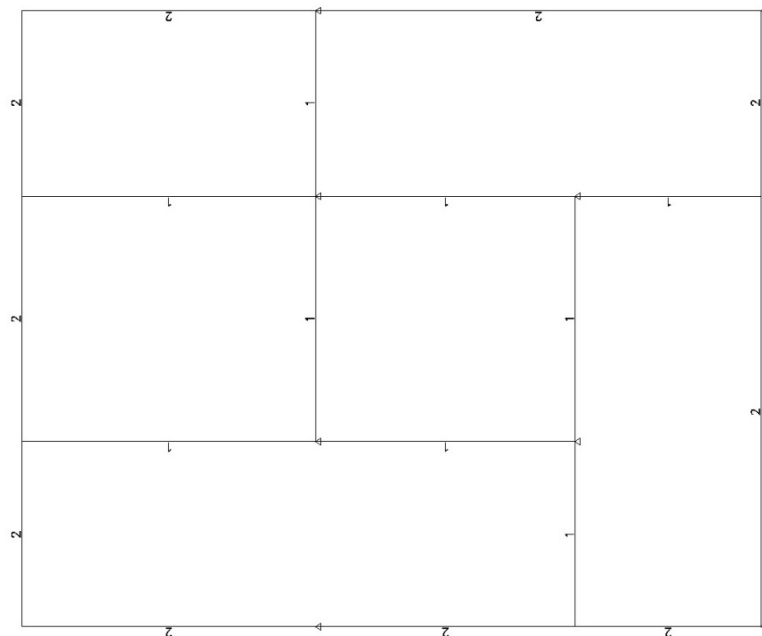
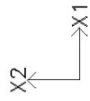
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
124

HANGAR – COBERTURA NVEL 807,710

GEOMETRIA E PROPRIEDADES





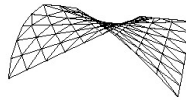
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
125

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

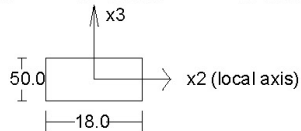
HANGAR - COBERTURA NÍVEL 807,710
PROPRIEDADES
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Page: 1
Date: 15/03/17

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

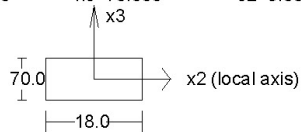
PROPERTY NO. 1

A=0.9000E+03 I2=0.1875E+06 I3=0.2430E+05 J=0.7519E+05 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=136.000 SF3=0.850
h2=18.000 h3=50.000 e2=9.000 e3=25.000



PROPERTY NO. 2

A=0.1260E+04 I2=0.5145E+06 I3=0.3402E+05 J=0.1140E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=176.000 SF3=0.850
h2=18.000 h3=70.000 e2=9.000 e3=35.000





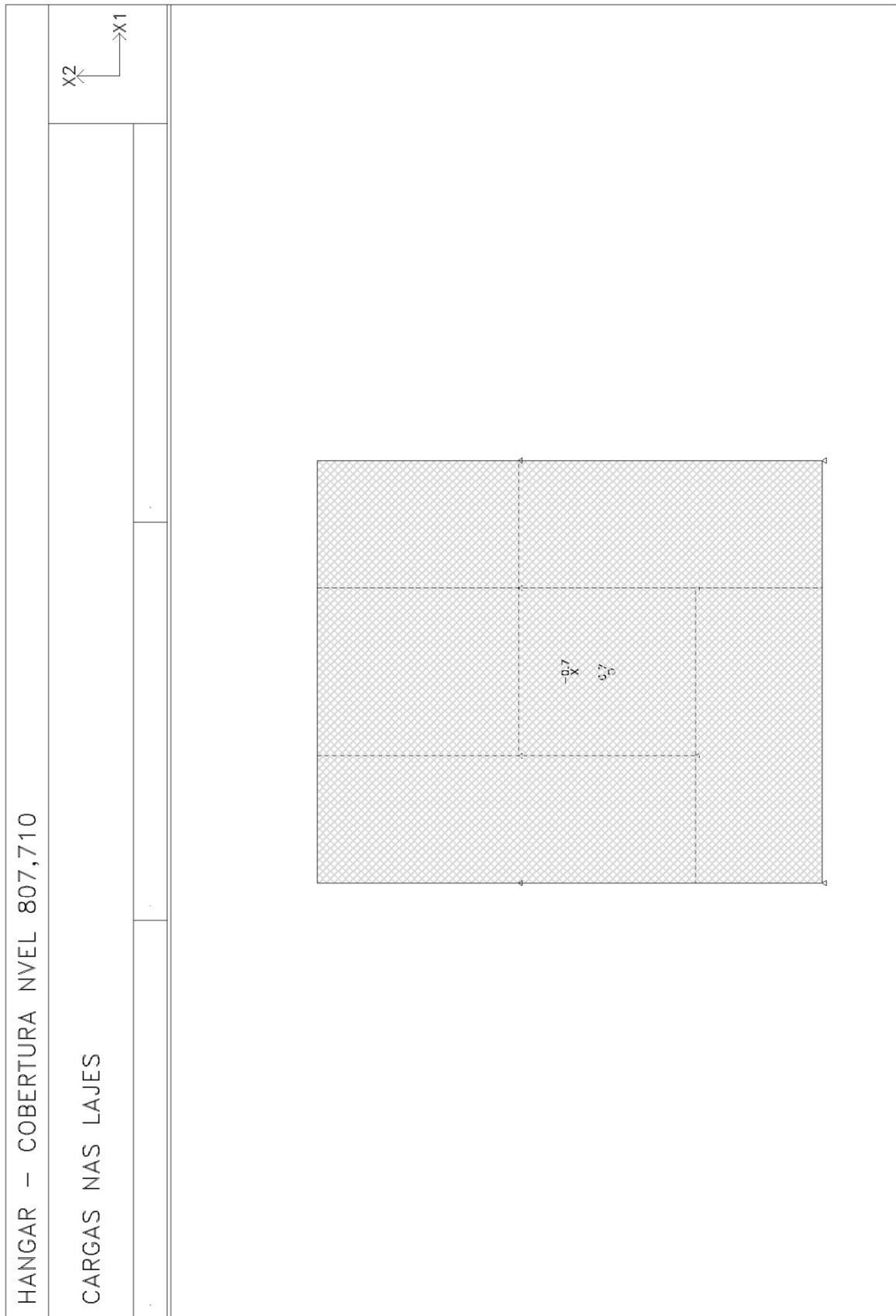
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

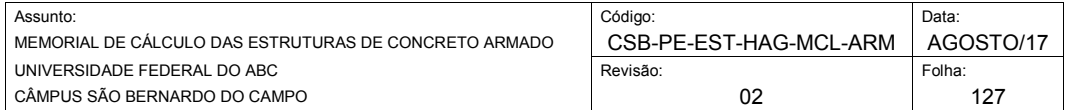
Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
126







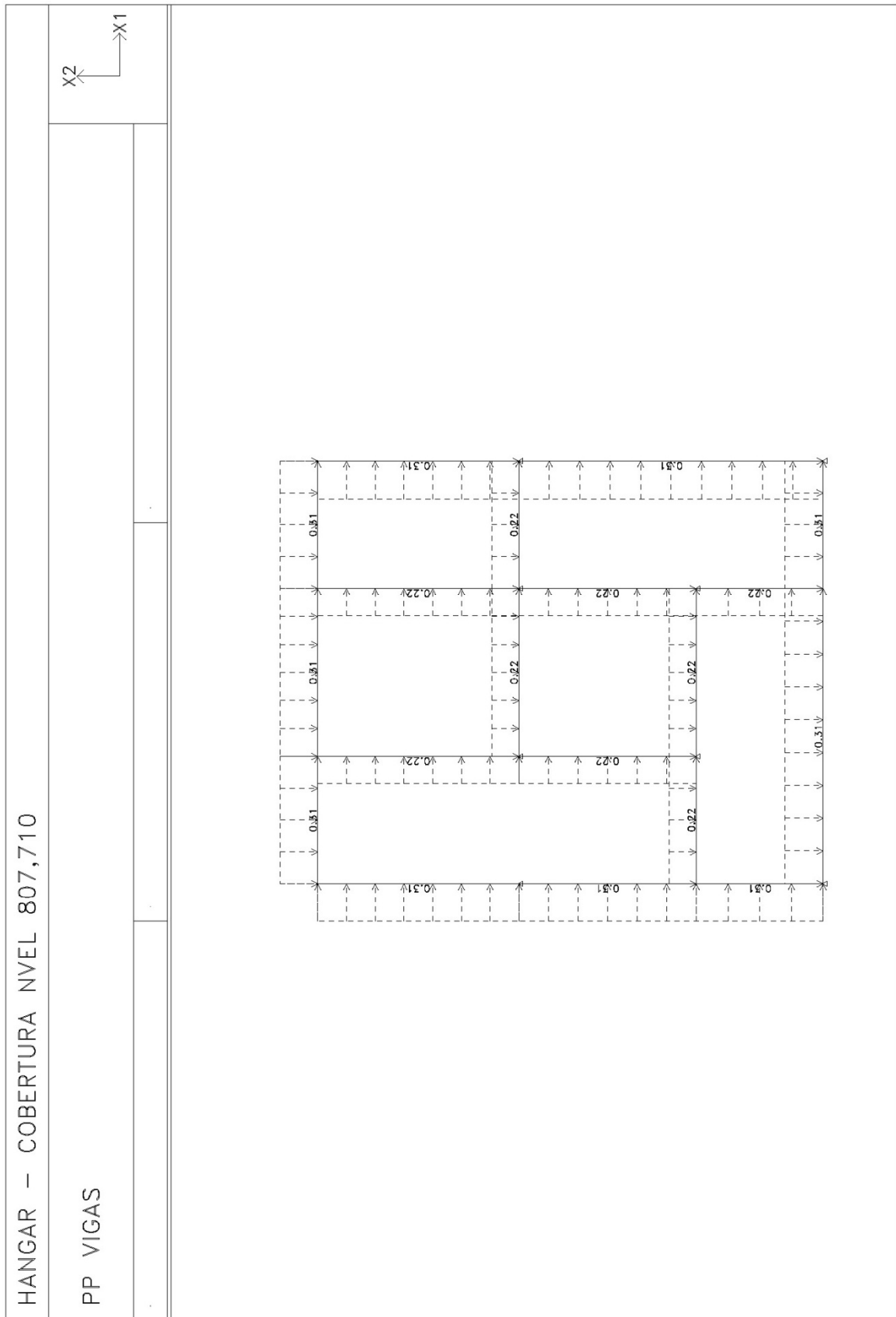
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

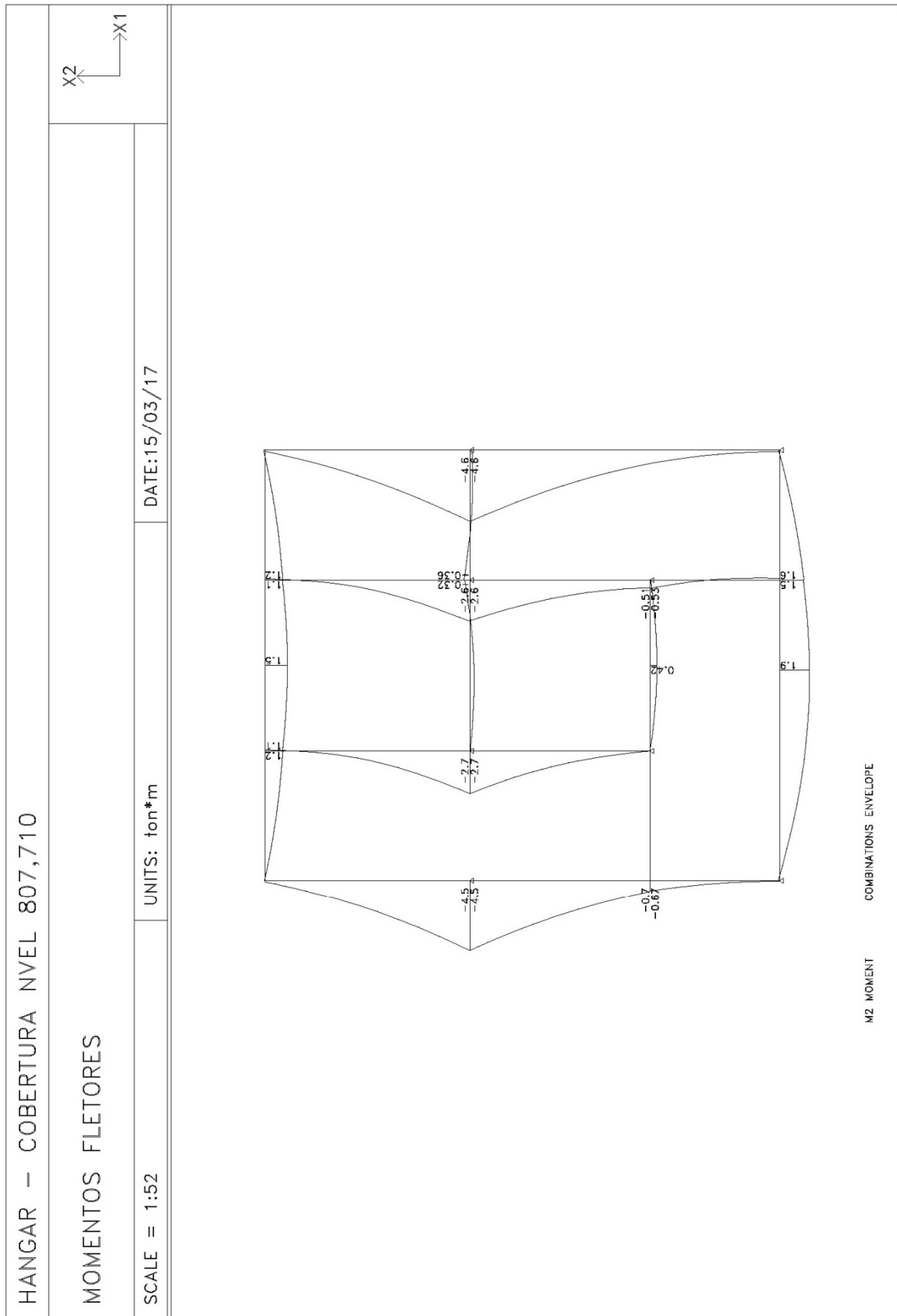
Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

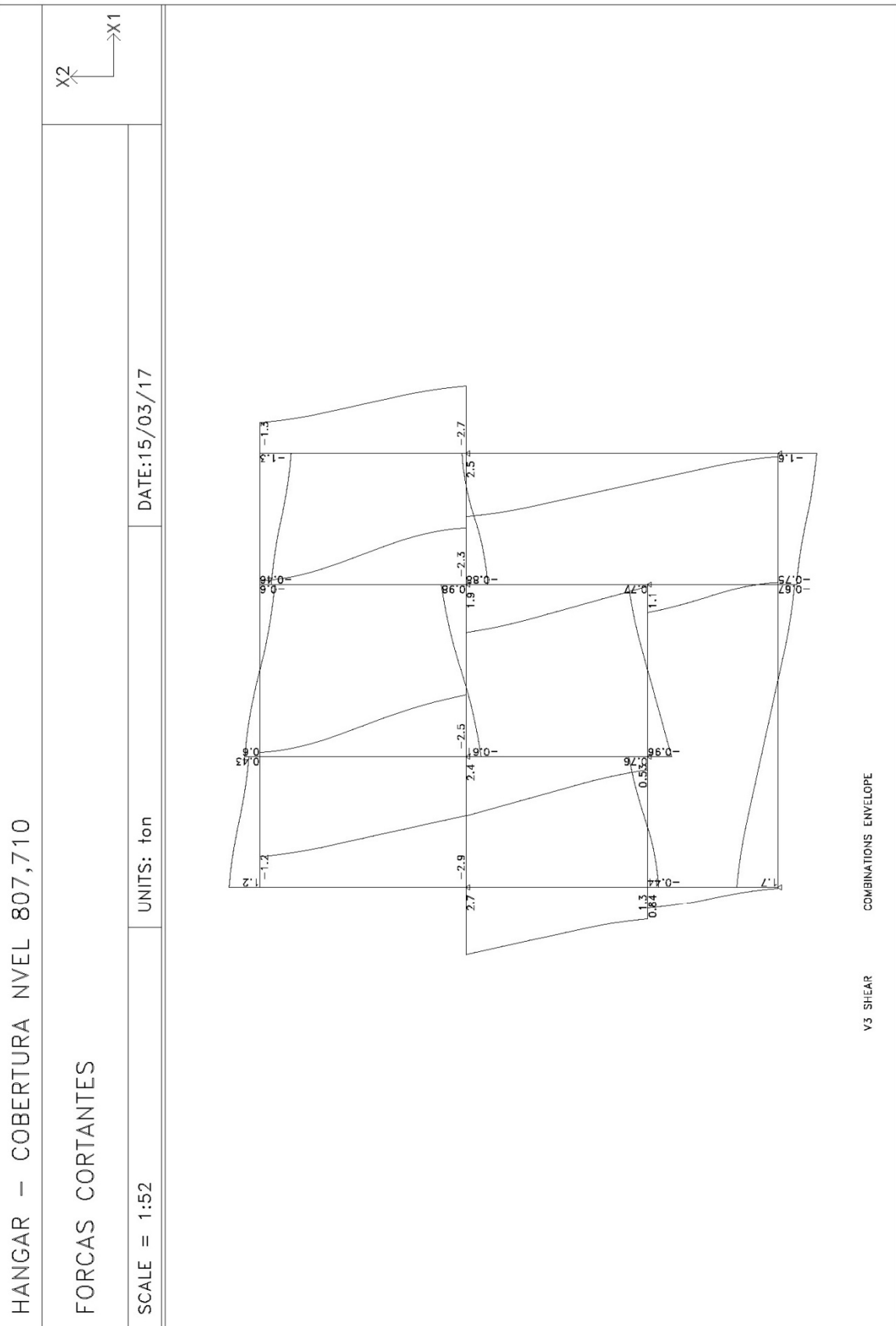
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
128





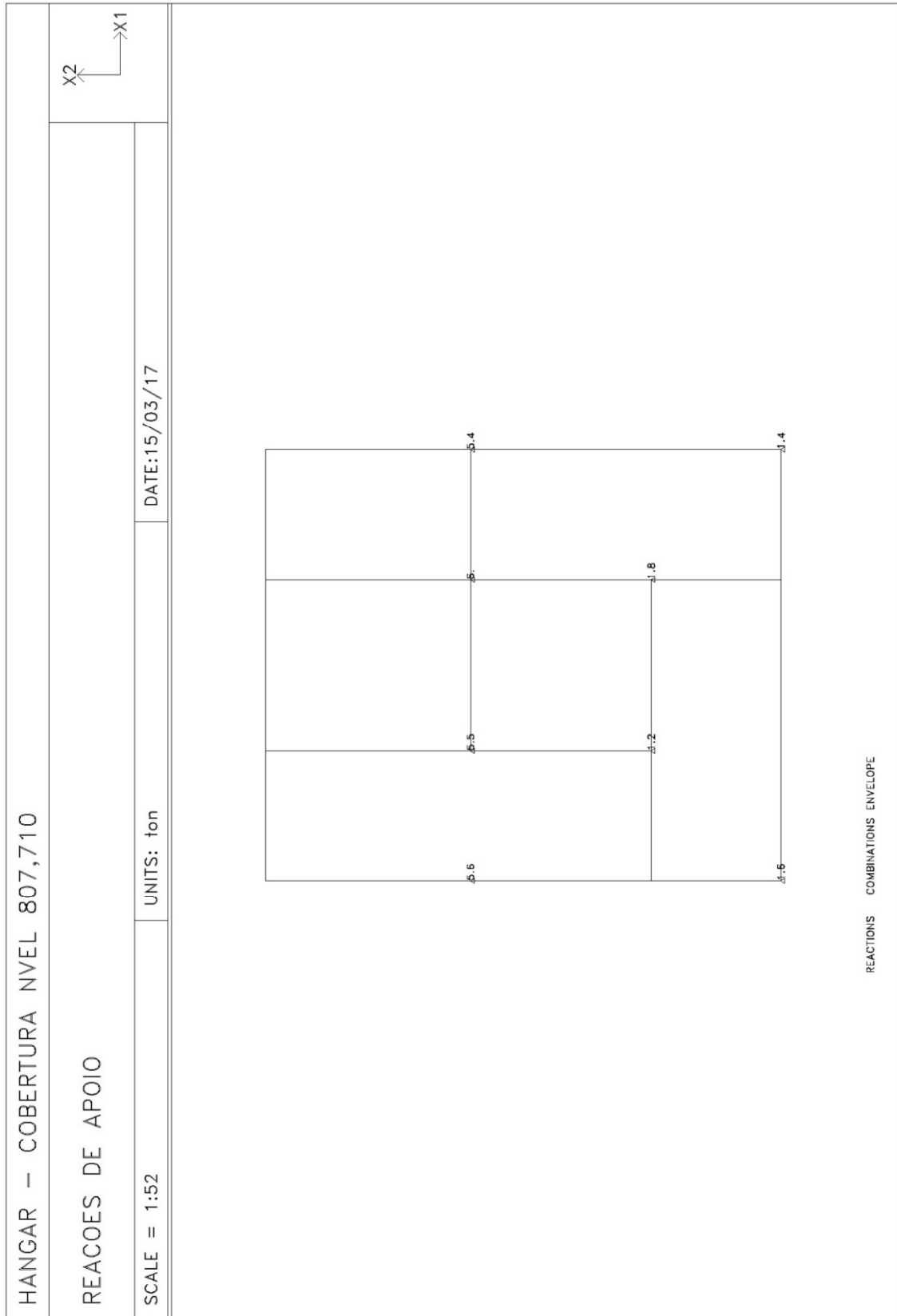




Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
131



DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 225 cm
lx = 187 cm
 $\lambda = 1,2 < 2,00$

$\alpha_x = 27,2$
 $\alpha_y = 48,1$
 $-\beta_x = 13,0$
 $-\beta_y = 0,0$

Laje armada em duas direções

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = 0,70 tf/m²
lx = 187 cm

$M_x = 0,09$ tfm
 $M_y = 0,05$ tfm
 $-M_{\beta x} = 0,19$ tfm
 $-M_{\beta y} = -$ tfm

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 423 cm
lx = 142 cm
 $\lambda = 2,98 > 2,00$

$\alpha_x = 14,2$
 $\alpha_y = 40,2$
 $-\beta_x = 8,0$
 $-\beta_y = 12,0$

Laje armada em uma direção

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = 0,70 tf/m²
lx = 142 cm

$M_x = 0,10$ tfm
 $M_y = 0,04$ tfm
 $-M_{\beta x} = 0,18$ tfm
 $-M_{\beta y} = 0,12$ tfm

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 423 cm
lx = 142 cm
 $\lambda = 2,98 > 2,00$

$\alpha_x = 8,0$
 $\alpha_y = 24,0$
 $-\beta_x = 8,0$
 $-\beta_y = 0,0$

Laje armada em uma direção

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = 0,70 tf/m²
lx = 142 cm

$M_x = 0,18$ tfm
 $M_y = 0,06$ tfm
 $-M_{\beta x} = 0,18$ tfm
 $-M_{\beta y} = -$ tfm

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,00$ MPa
 Seção $b = 100,00$ cm
 $h = 10,00$ cm
 $d = 6,00$ cm
 $d' = 4,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_{gk} (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s\text{ efetivo}}$ (cm ²)	Adotado
1	0,09	0,13	0,49	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
2	0,05	0,07	0,27	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
3	0,19	0,26	1,03	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
4	0,10	0,14	0,54	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
5	0,04	0,05	0,19	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
6	0,18	0,25	0,96	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
7	0,12	0,16	0,64	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm

$$A_{s\text{ mín}} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
1	0,09	1,64	731	42,02	0,00	0,02	0,30	Wkmax > wk ok!!
2	0,05	1,64	731	23,76	0,00	0,01	0,30	Wkmax > wk ok!!
3	0,19	1,64	731	87,77	0,01	0,04	0,30	Wkmax > wk ok!!
4	0,10	1,64	731	46,41	0,00	0,02	0,30	Wkmax > wk ok!!
5	0,04	1,64	731	16,34	0,00	0,01	0,30	Wkmax > wk ok!!
6	0,18	1,64	731	82,17	0,01	0,04	0,30	Wkmax > wk ok!!
7	0,12	1,64	731	54,91	0,01	0,03	0,30	Wkmax > wk ok!!

DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

V 18/70

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
Seção $b_w = 18,00$ cm $b_f = 18,00$ cm
 $h = 70,00$ cm
 $d = 62,50$ cm
 $d' = 7,50$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)		M_d (tf.m)	A_s cal (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	A_s efet (cm ²)	Adotado
S1	1,90		2,66	0,99	12,50	3	3,68	3 Ø 12,5 mm
S2	4,50		6,30	2,38	12,50	3	3,68	3 Ø 12,5 mm
S3	1,50		2,10	0,78	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm
S4	4,60		6,44	2,43	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm

$$A_{s \min} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
S1	1,90	12,63	83731	88,54	0,02	0,08	0,30	Wkmax > wk ok!!
S2	4,50	12,63	83731	209,70	0,10	0,19	0,30	Wkmax > wk ok!!
S3	1,50	10,00	58933	104,56	0,02	0,14	0,30	Wkmax > wk ok!!
S4	4,60	10,00	58933	320,66	0,23	0,42	0,30	Wkmax > wk ok!!
S5	30,00	31,44	32876	221,83	0,17	0,18	0,30	Wkmax > wk ok!!
S6	30,00	31,44	32876	221,83	0,17	0,18	0,30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	137,00	11,54	73058	7477,84	196,12	30,16	0,30	Verificar

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)		V_d (tf)	V_s (tf)	(A_s/S) cal (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	(A_s/S) efet (cm ² /m)	Adotado
MÁX	2,90		4,06	-5,72	-	6,30	29,90	20,0	3,1	Ø 6,3mm c/20cm

$$V_{co} = 9,78 \text{ tf} \quad A_s/S_{\min} = 2,0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

V 18/50

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
Seção $b_w = 18,00$ cm $b_f = 18,00$ cm
 $h = 70,00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 62,50$ cm
 $d' = 7,50$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)		M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
S1	2,60		3,51	1,31	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm
S2	2,70		3,65	1,36	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm
S3	0,29		0,39	0,14	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm
S4	0,42		0,57	0,21	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$wk1$ (mm)	$wk2$ (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
S1	2,60	10,53	58874	179,58	0,07	0,23	0,30	Wkmax > wk ok!!
S2	2,70	10,53	58874	186,49	0,08	0,24	0,30	Wkmax > wk ok!!
S3	0,29	10,53	58874	20,03	0,00	0,03	0,30	Wkmax > wk ok!!
S4	0,42	10,53	58874	29,01	0,00	0,04	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)		V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
MÁX	2,50		3,50	-6,28	-	6,30	29,90	15,0	4,2	Ø 6,3mm c/15cm

$$V_{co} = 9,78 \text{ tf} \quad A_{s/S\text{ min}} = 2,0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$



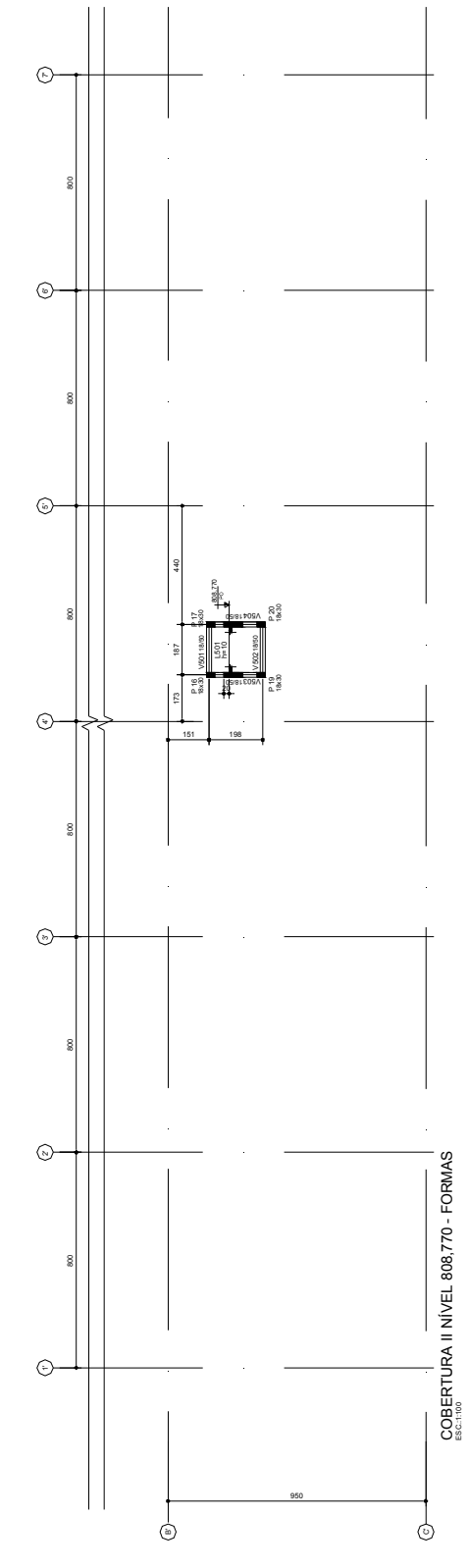
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
136

6.6. Cobertura / Cobertura nível 808,77

Geometria





CARGAS DISTRIBUÍDAS

Peso próprio viga = $0,18 \times 0,50 \times 2,50 = 0,225 \text{ tf/m}$;

Peso próprio lajes = $0,12 \times 2,50 = 0,30 \text{ tf/m}^2$

Revestimento lajes = $0,10 \text{ tf/m}^2$

Impermeabilização = $0,15 \text{ tf/m}^2$

As cargas nas bases dos pilares são provenientes das cargas permanentes e sobrecargas do devido pavimento, segundo a norma NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações.



Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

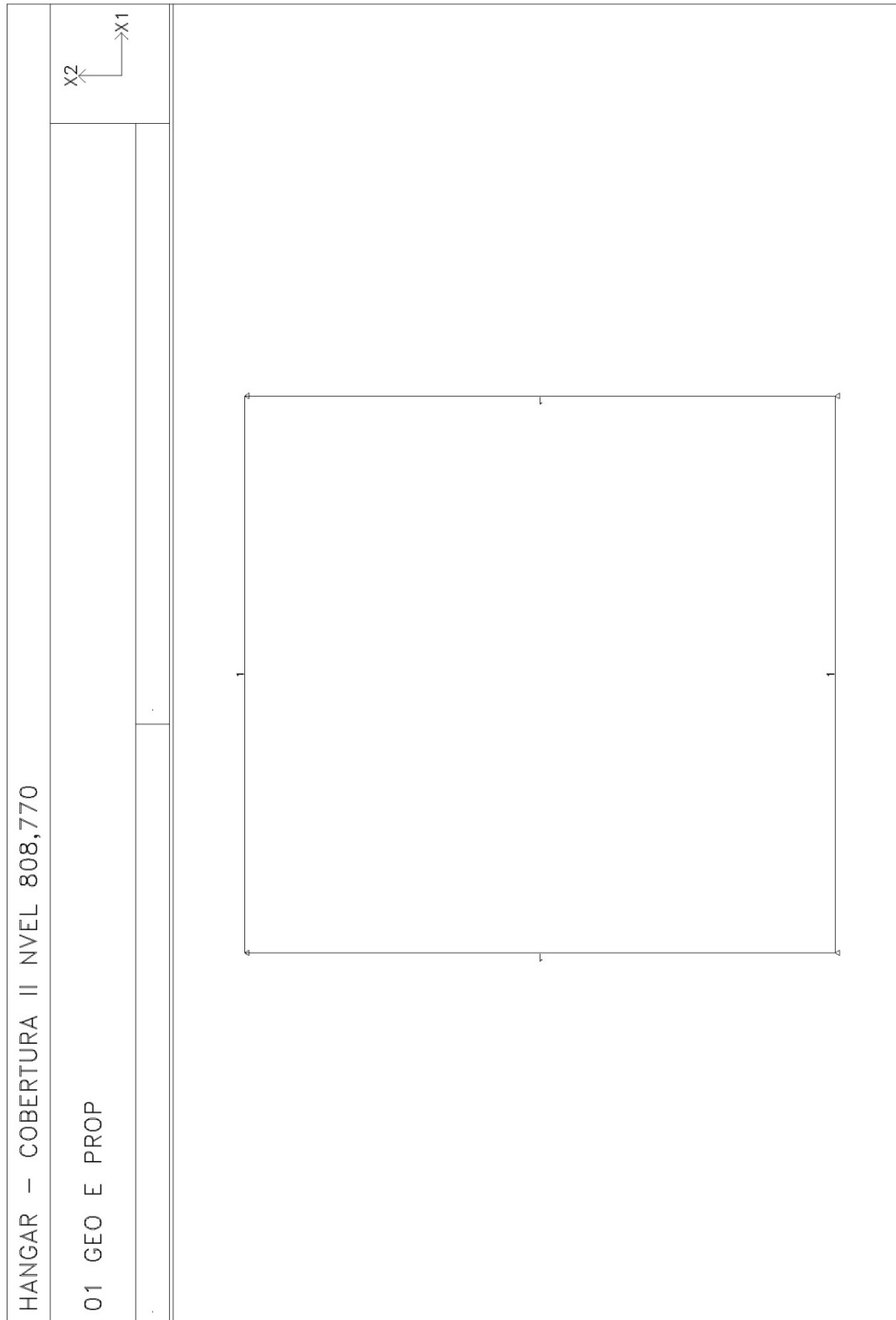
Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
138

ESQUEMA ESTÁTICO, CARREGAMENTOS E ESFORÇOS (PROCESSAMENTOS)





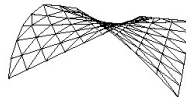
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
139

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

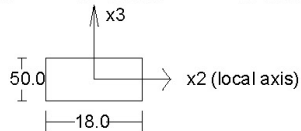
HANGAR - COBERTURA II NÍVEL 808,770
PROPRIEDADES
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Page: 1
Date: 15/03/17

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

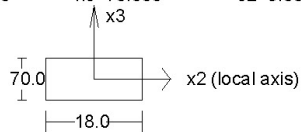
PROPERTY NO. 1

A=0.9000E+03 I2=0.1875E+06 I3=0.2430E+05 J=0.7519E+05 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=136.000 SF3=0.850
h2=18.000 h3=50.000 e2=9.000 e3=25.000



PROPERTY NO. 2

A=0.1260E+04 I2=0.5145E+06 I3=0.3402E+05 J=0.1140E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=176.000 SF3=0.850
h2=18.000 h3=70.000 e2=9.000 e3=35.000





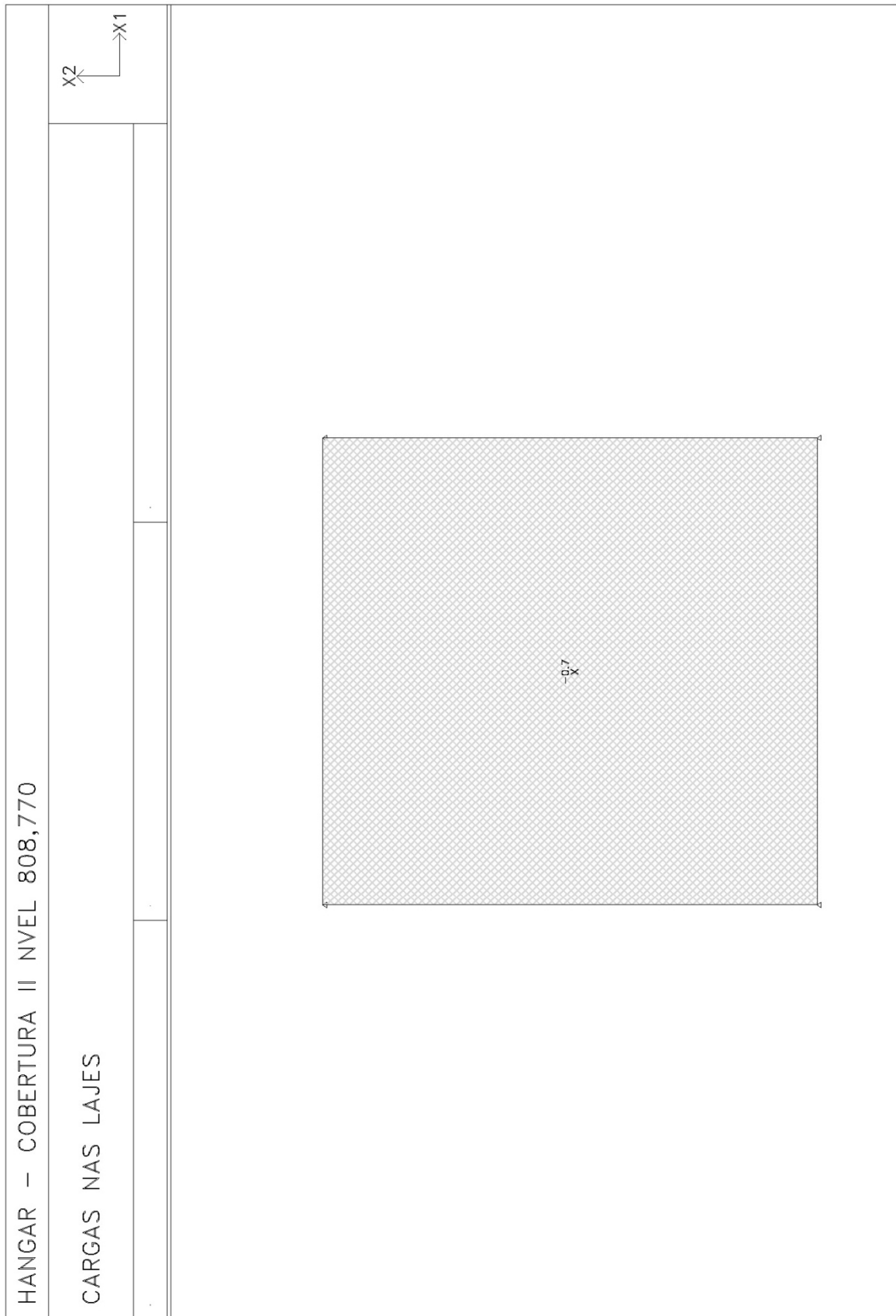
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
140





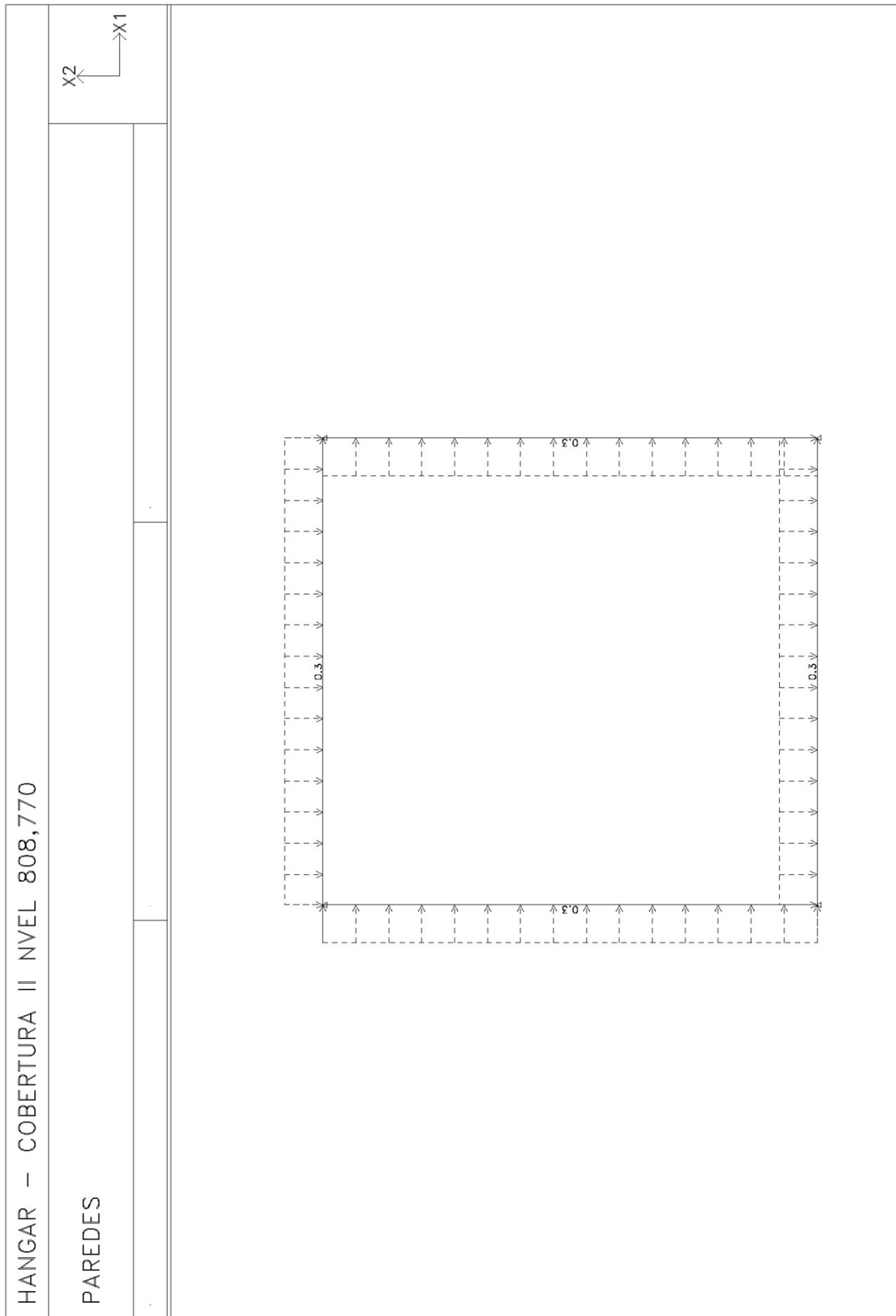
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
141





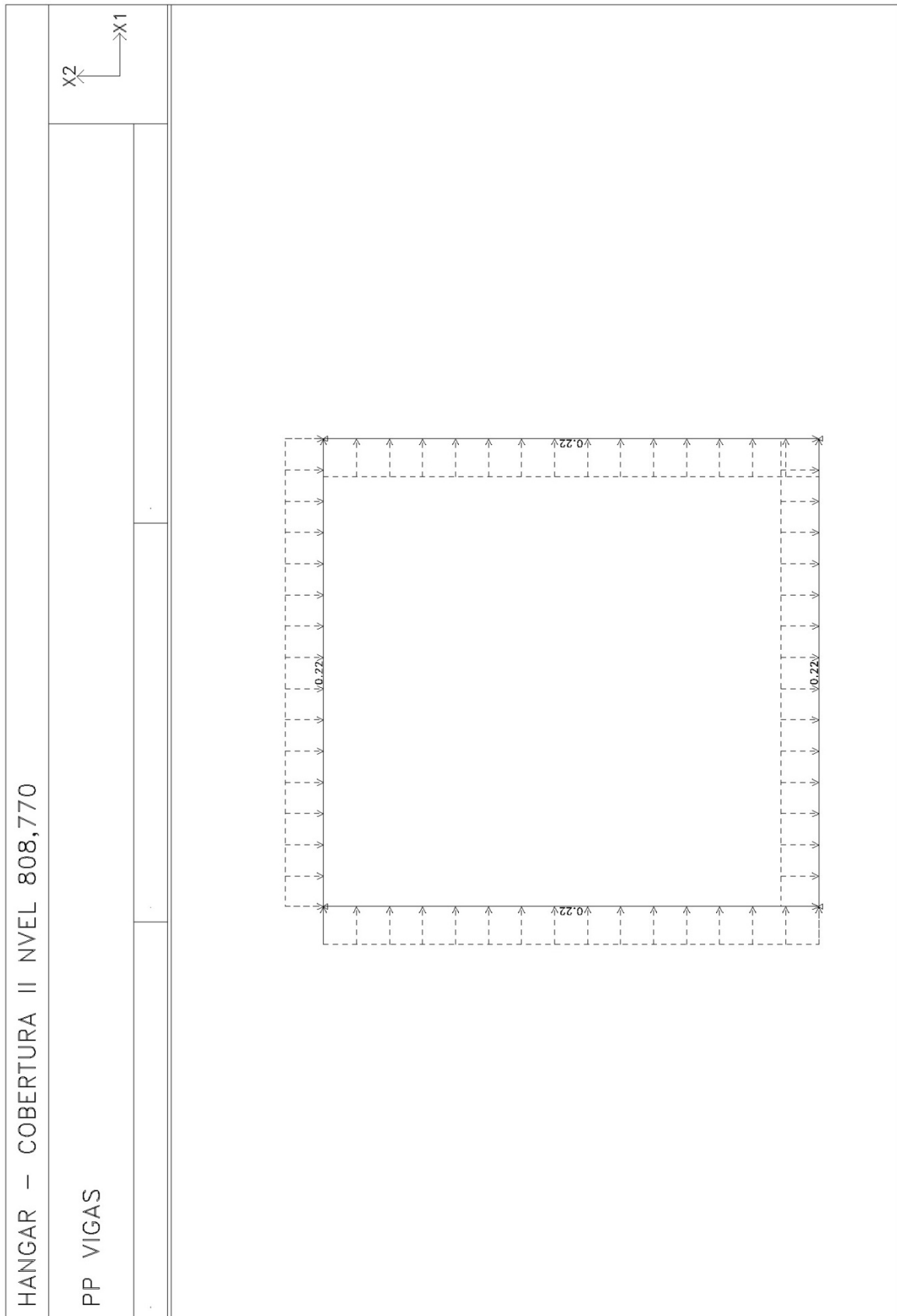
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
142

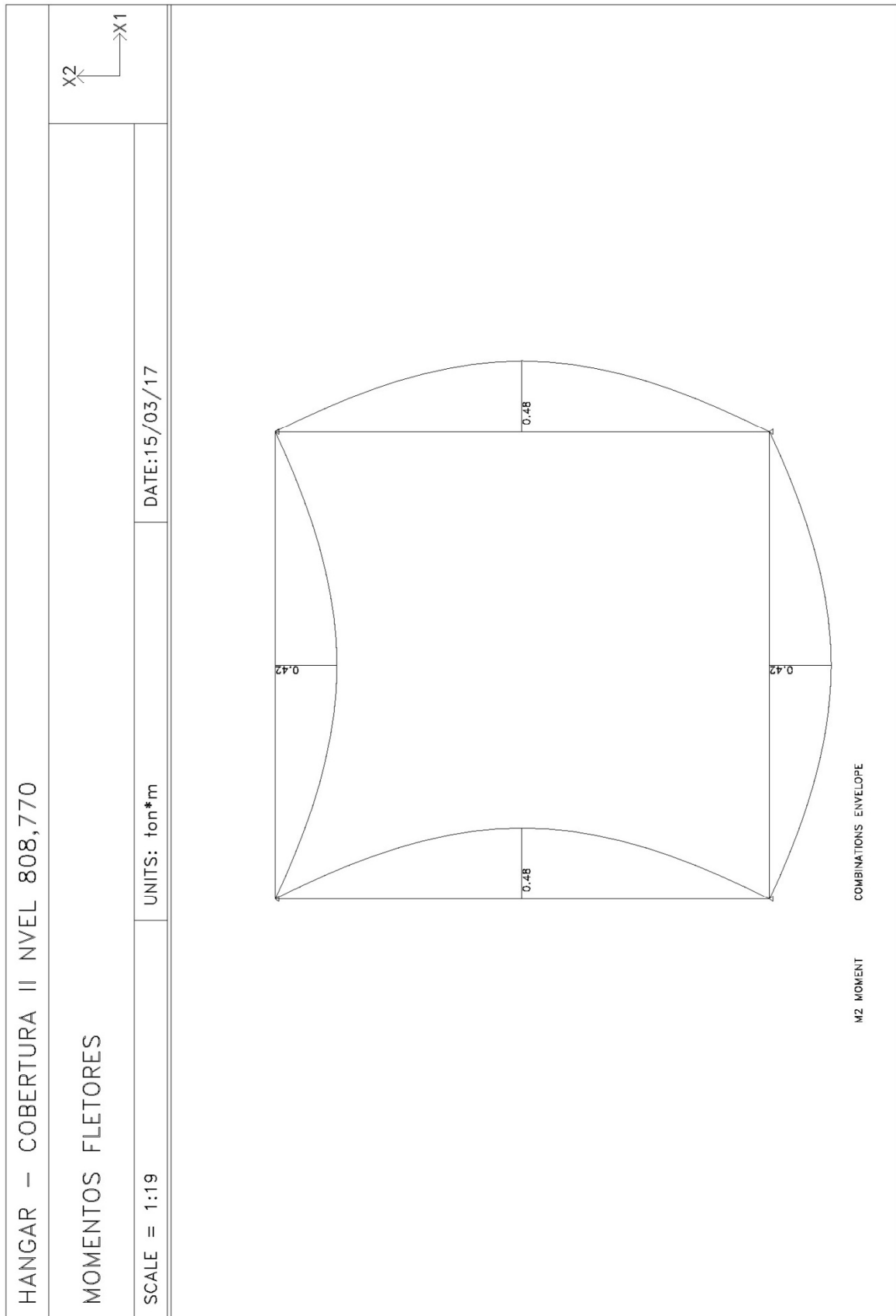


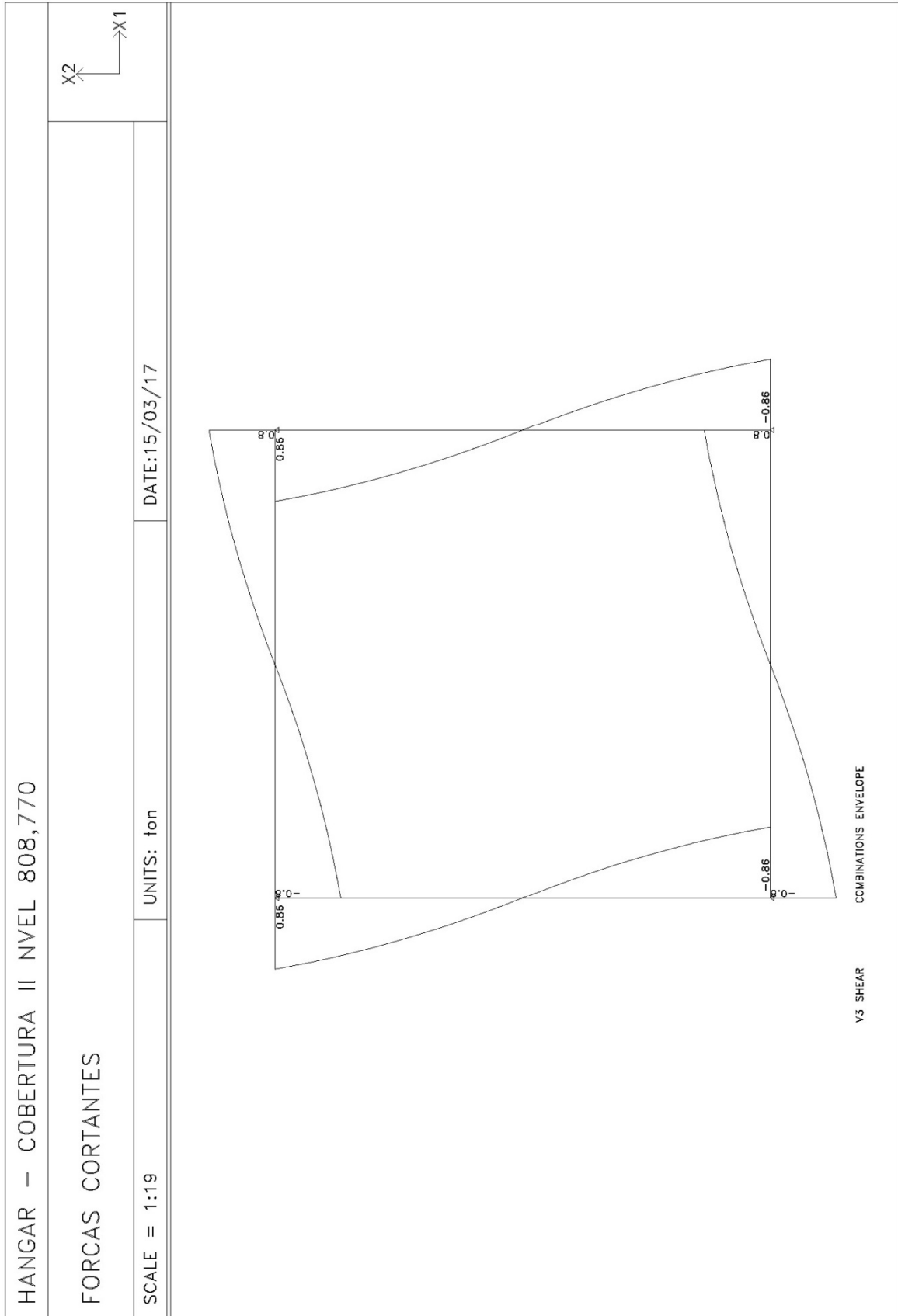


Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

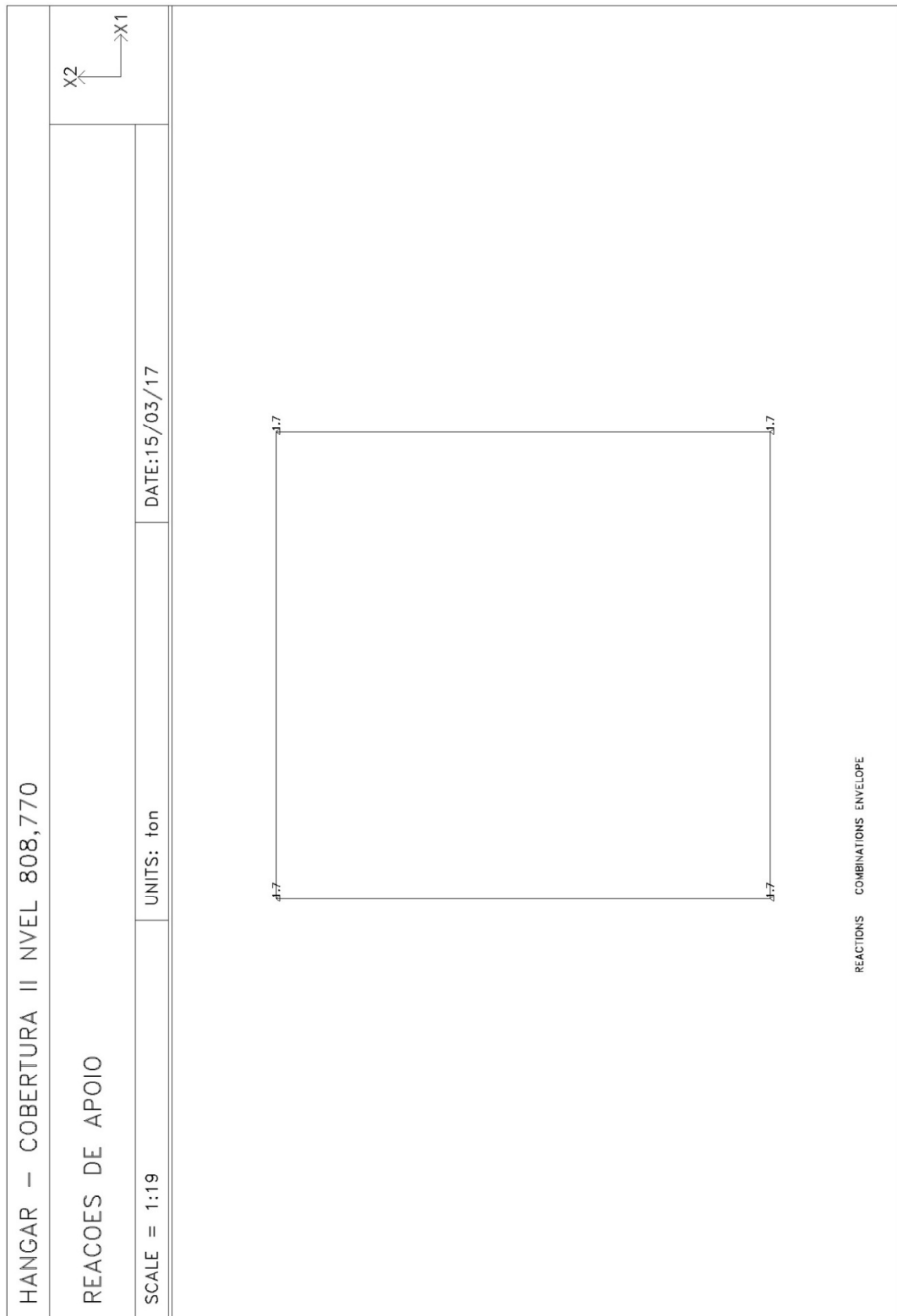
Data:
AGOSTO/17
Folha:
143







Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 145



DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

$$\begin{aligned} l_y &= 198 \text{ cm} & \alpha_x &= 20,8 \\ l_x &= 187 \text{ cm} & \alpha_y &= 22,5 \\ \lambda &= 1,06 < 2,00 & -\beta_x &= 0,0 \\ & & -\beta_y &= 0,0 \end{aligned}$$

Laje armada em duas direções

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

$$\begin{aligned} p &= 0,90 \text{ tf/m}^2 & M_x &= 0,17 \text{ tfm} \\ l_x &= 187 \text{ cm} & M_y &= 0,16 \text{ tfm} \\ & & -M_{\beta x} &= - \text{ tfm} \\ & & -M_{\beta y} &= - \text{ tfm} \end{aligned}$$

Concreto $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Aço CA 50

$E_{cs} = 26838 \text{ MPa}$

$E_s = 210000 \text{ MPa}$

Aço $f_{yt} = 500,00 \text{ MPa}$

Seção $b = 100,00 \text{ cm}$

$h = 10,00 \text{ cm}$

$d = 6,00 \text{ cm}$

$d' = 4,00 \text{ cm}$

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)		M_d (tf.m)	$A_s \text{ cal (cm}^2\text{)}$	ϕ (mm)	$A_s \text{ efetivo (cm}^2\text{)}$	Adotado
+ x	0,17		0,24	0,92	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm
+ Y	0,16		0,22	0,85	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm

$$A_{s \text{ mín}} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
+ x	0,17	1,64	731	78,44	0,01	0,04	0,30	Wkmax > wk ok!!
+ Y	0,16	1,64	731	72,55	0,01	0,03	0,30	Wkmax > wk ok!!

DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
Seção $b_w = 18,00$ cm $b_f = 18,00$ cm
 $h = 40,00$ cm $h_f =$ cm
 $d = 32,50$ cm
 $d' = 7,50$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)		M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
S1	0,48		0,65	0,46	10,00	2	1,57	2 Ø 10 mm
S2	0,42		0,57	0,40	10,00	2	1,57	2 Ø 10 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$wk1$ (mm)	$wk2$ (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
S1	0,48	6,01	9927	100,20	0,02	0,10	0,30	$Wk_{\text{max}} > wk$ ok!!
S2	0,42	6,01	9927	87,68	0,01	0,09	0,30	$Wk_{\text{max}} > wk$ ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

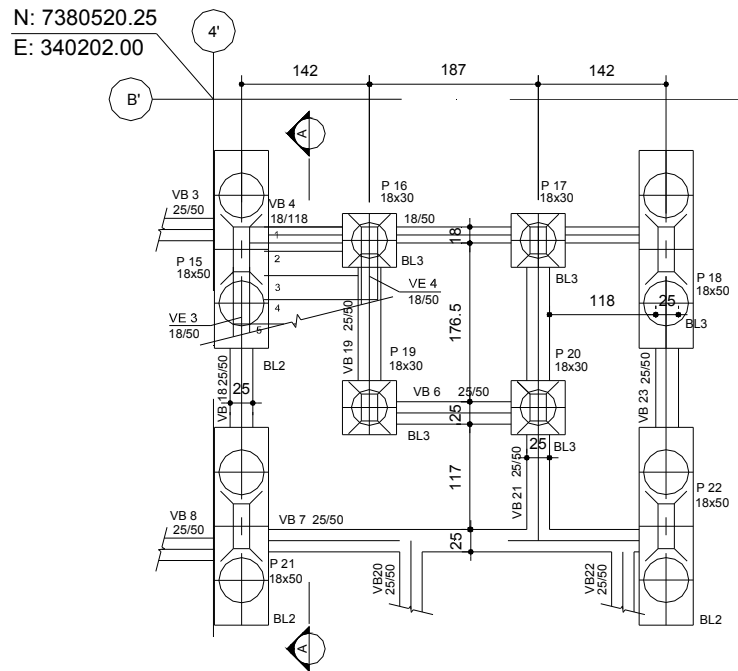
No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)		V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
MÁX	0,88		1,23	-3,85	-	6,30	29,90	15,0	4,2	Ø 6,3mm c/15cm

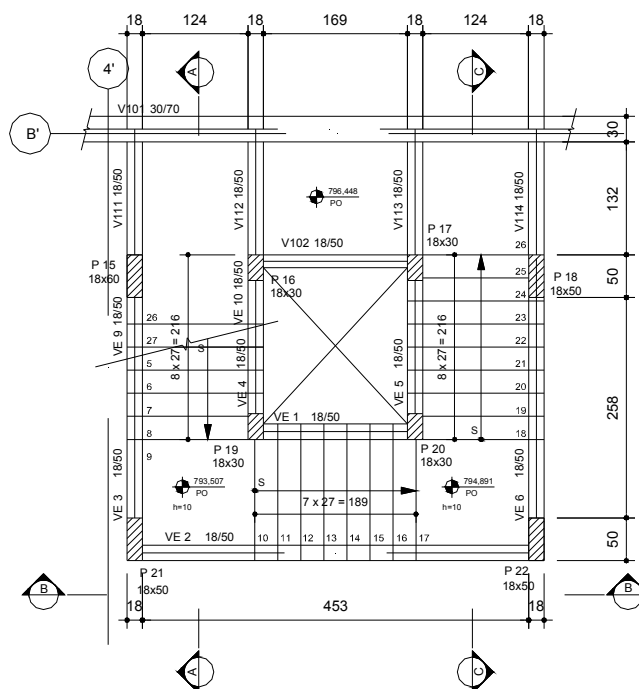
$$V_{co} = 5,08 \text{ tf} \quad A_{s/S\text{ min}} = 2,0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

6.7. Escada do Hangar

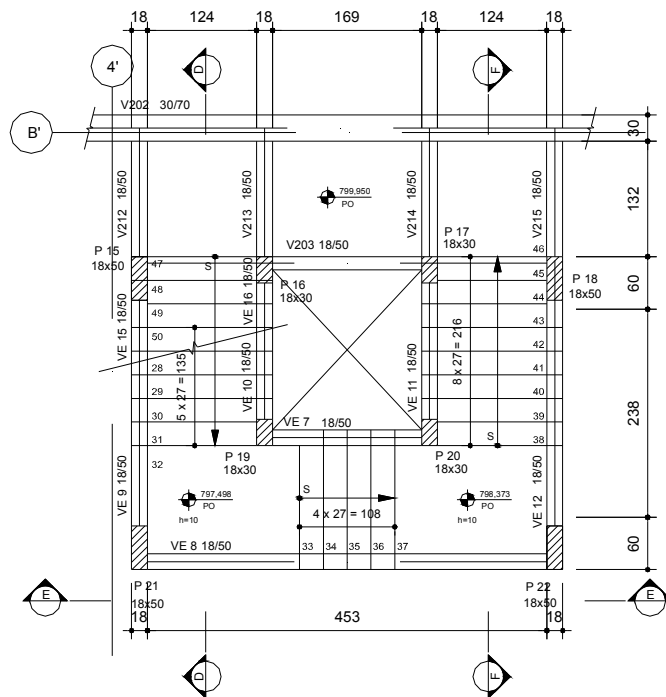
Geometria



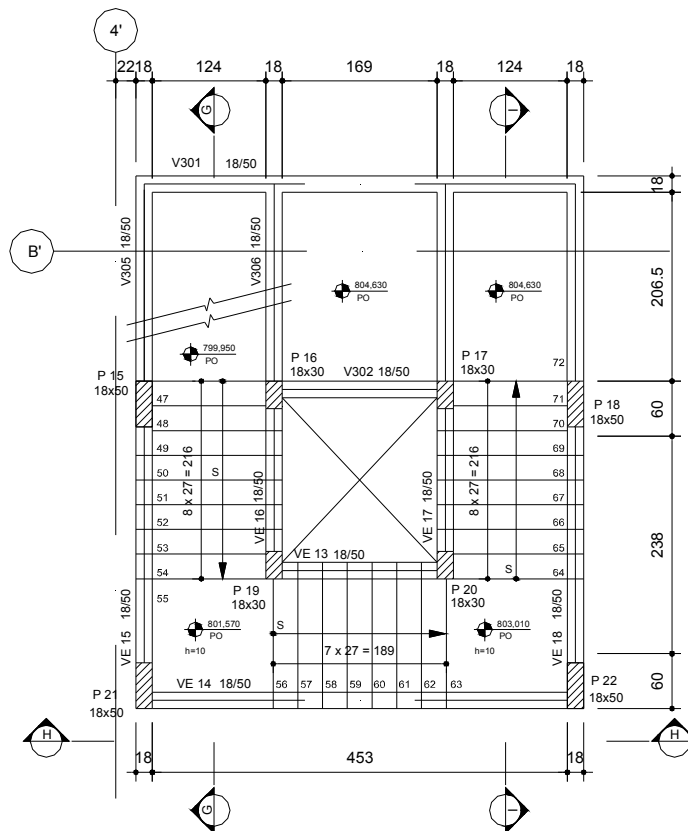
ESCADA - FUNDAÇÃO
ESC.: 1:50



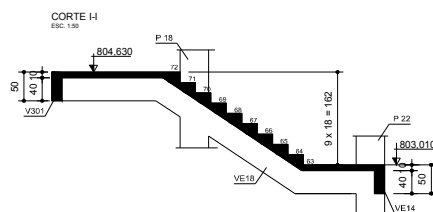
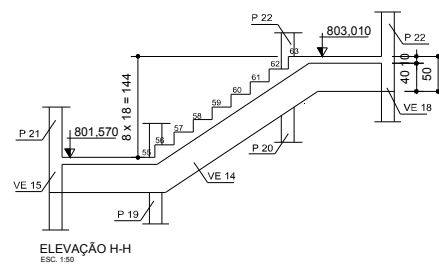
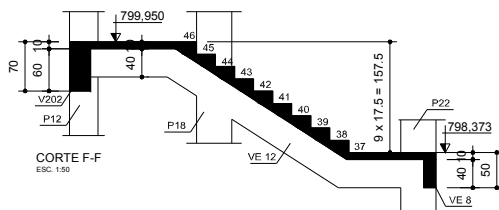
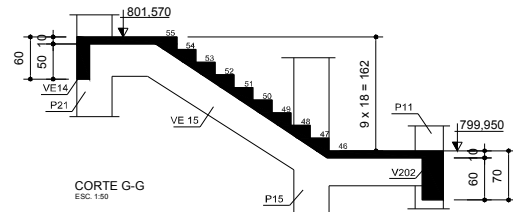
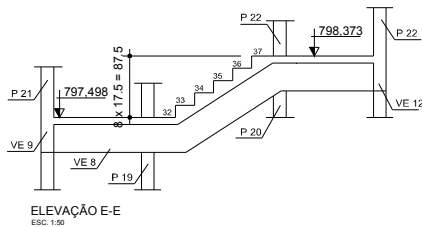
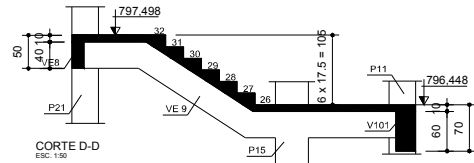
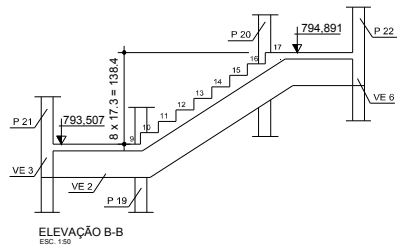
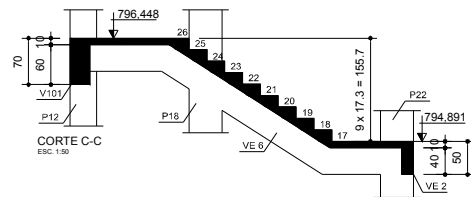
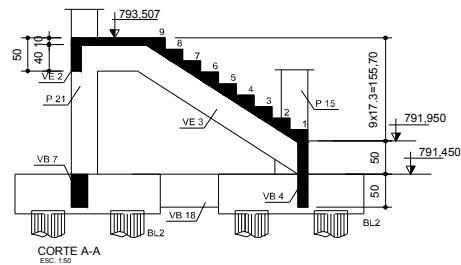
ESCADA - PRIMEIRO PAVIMENTO
ESC.: 1:50



ESCADA - SEGUNDO PAVIMENTO
ESC.: 1:50



ESCADA - ACESSO A COBERTURA
ESC.: 1:50



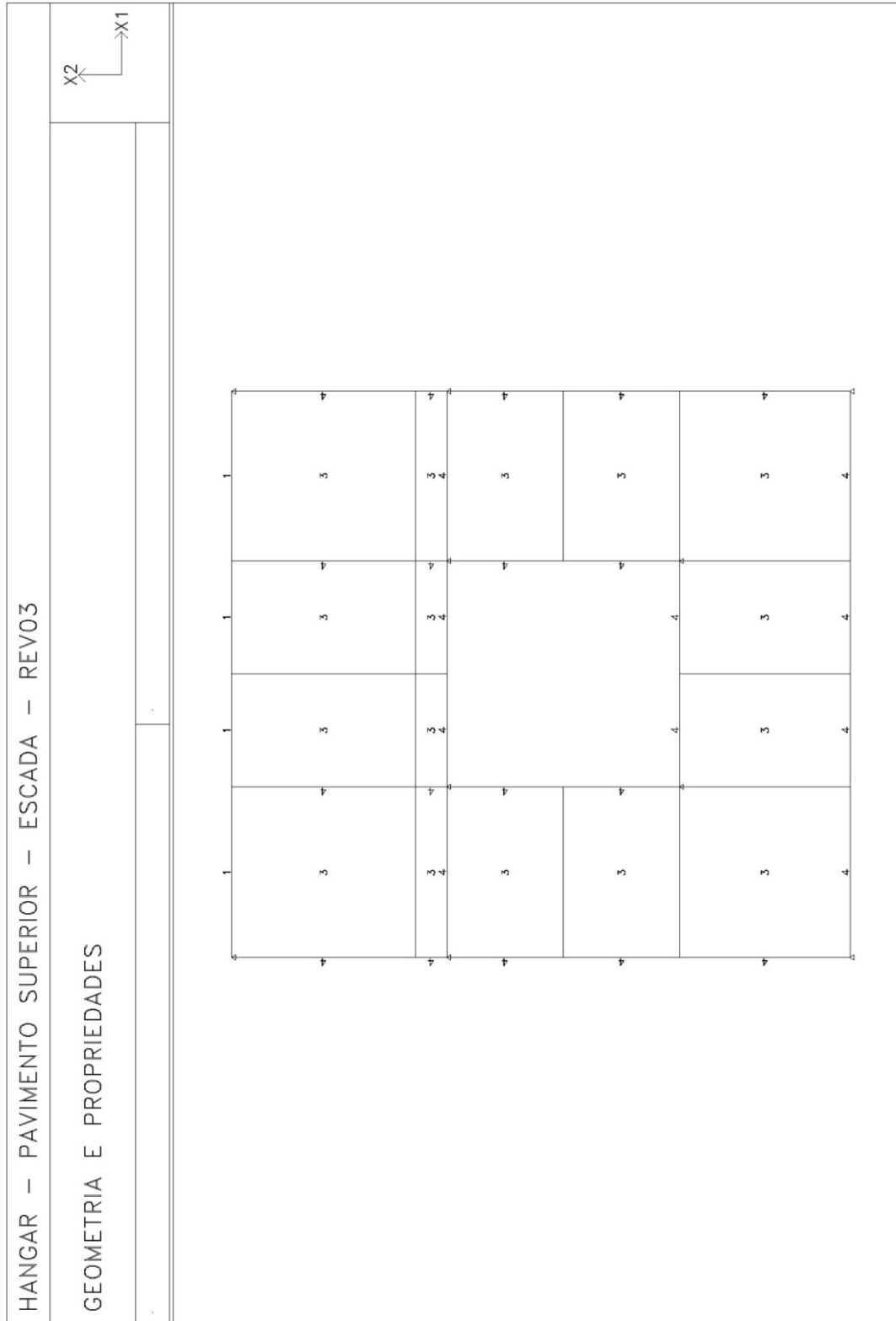
CARGAS DISTRIBUÍDAS

As cargas distribuídas foram mencionadas nos devidos pavimentos listados anteriormente.

As cargas nas bases dos pilares é proveniente das cargas permanentes e sobrecargas do devido pavimento, segundo a norma NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações.



ESQUEMA ESTÁTICO, CARREGAMENTOS E ESFORÇOS (PROCESSAMENTOS)





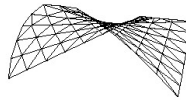
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
152

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

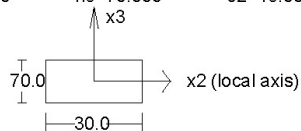
HANGAR - PAVIMENTO SUPERIOR - ESCADA - REV03
PROPRIEDADES
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Page: 1
Date: 15/03/17

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

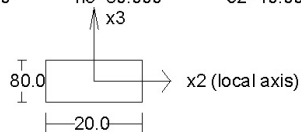
PROPERTY NO. 1

A=0.2100E+04 I2=0.8575E+06 I3=0.1575E+06 J=0.4604E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=200.000 SF3=0.850
h2=30.000 h3=70.000 e2=15.000 e3=35.000



PROPERTY NO. 2

A=0.1600E+04 I2=0.8533E+06 I3=0.5333E+05 J=0.1797E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=200.000 SF3=0.850
h2=20.000 h3=80.000 e2=10.000 e3=40.000

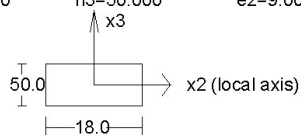


PROPERTY NO. 3

Thickness = 12.000
Material = 1 - C30 SF3=0.000

PROPERTY NO. 4

A=0.9000E+03 I2=0.1875E+06 I3=0.2430E+05 J=0.7519E+05 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=136.000 SF3=0.850
h2=18.000 h3=50.000 e2=9.000 e3=25.000





Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

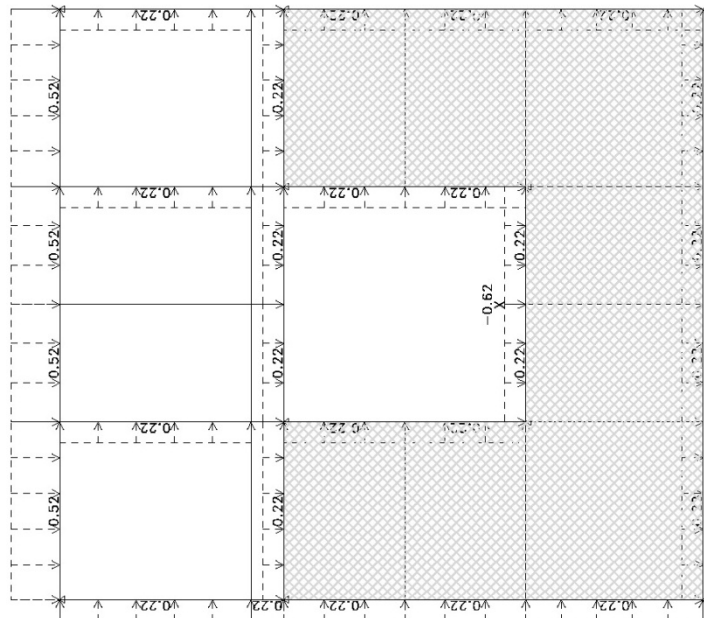
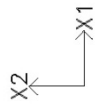
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
153

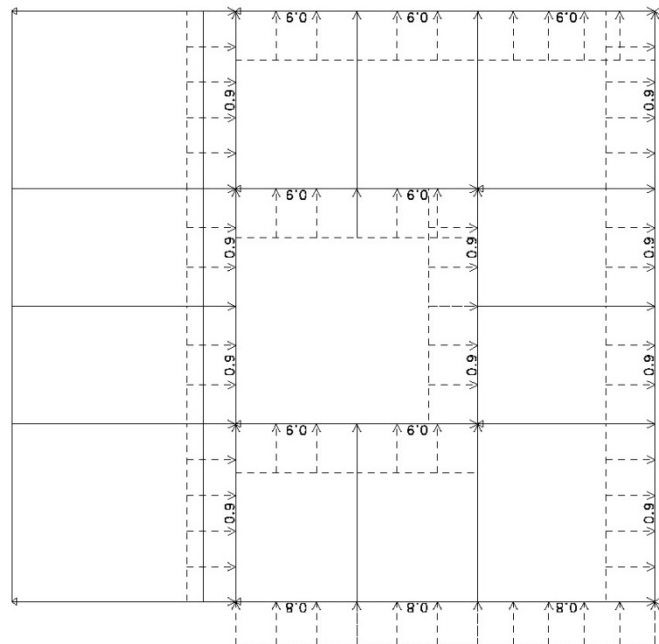
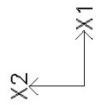
HANGAR – PAVIMENTO SUPERIOR – ESCADA – REV03

CARGAS PERMANENTES – VIGAS + LAJE + REV.



HANGAR – PAVIMENTO SUPERIOR – ESCADA – REV03

CARGAS PERMANENTES – PAREDES





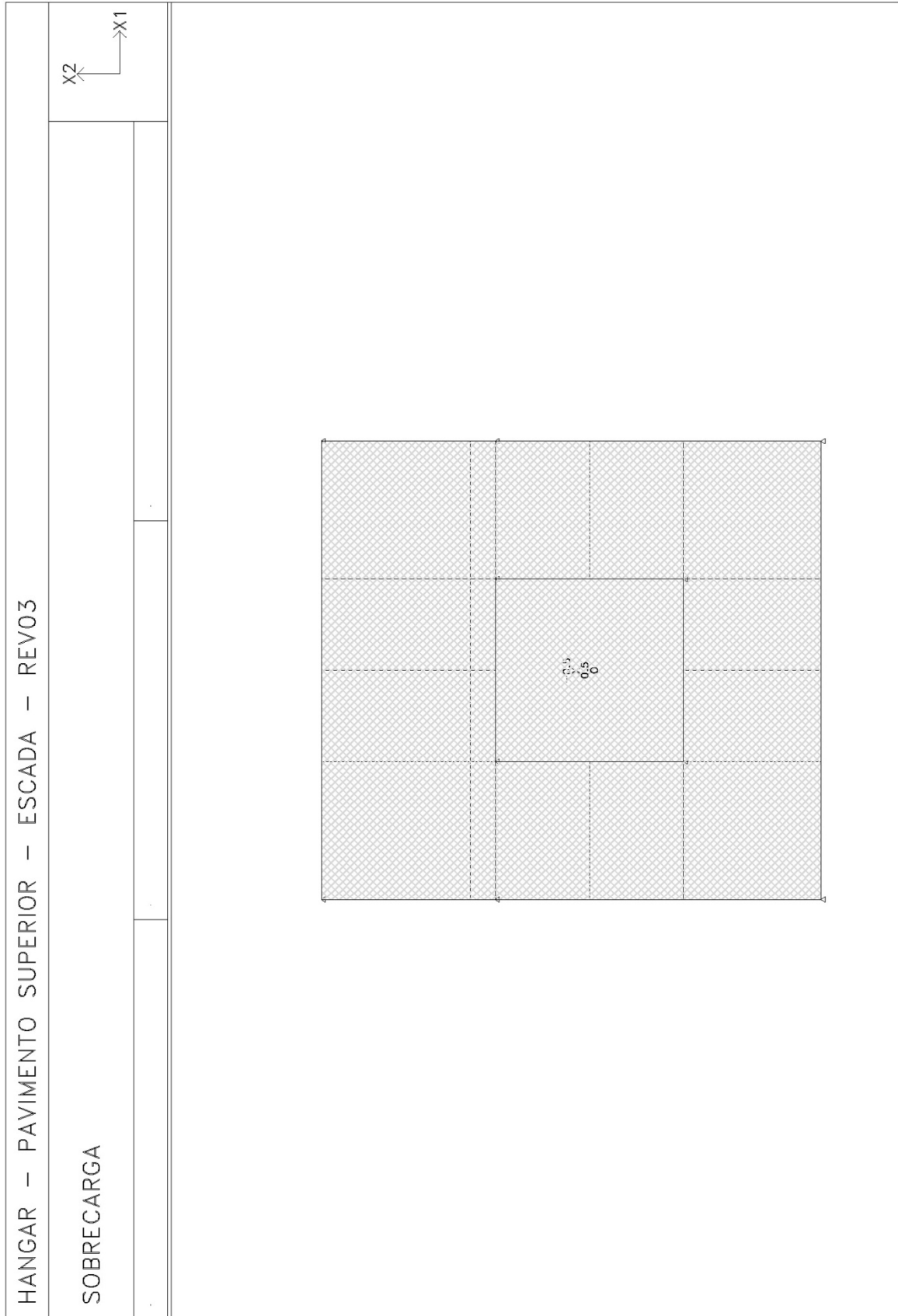
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

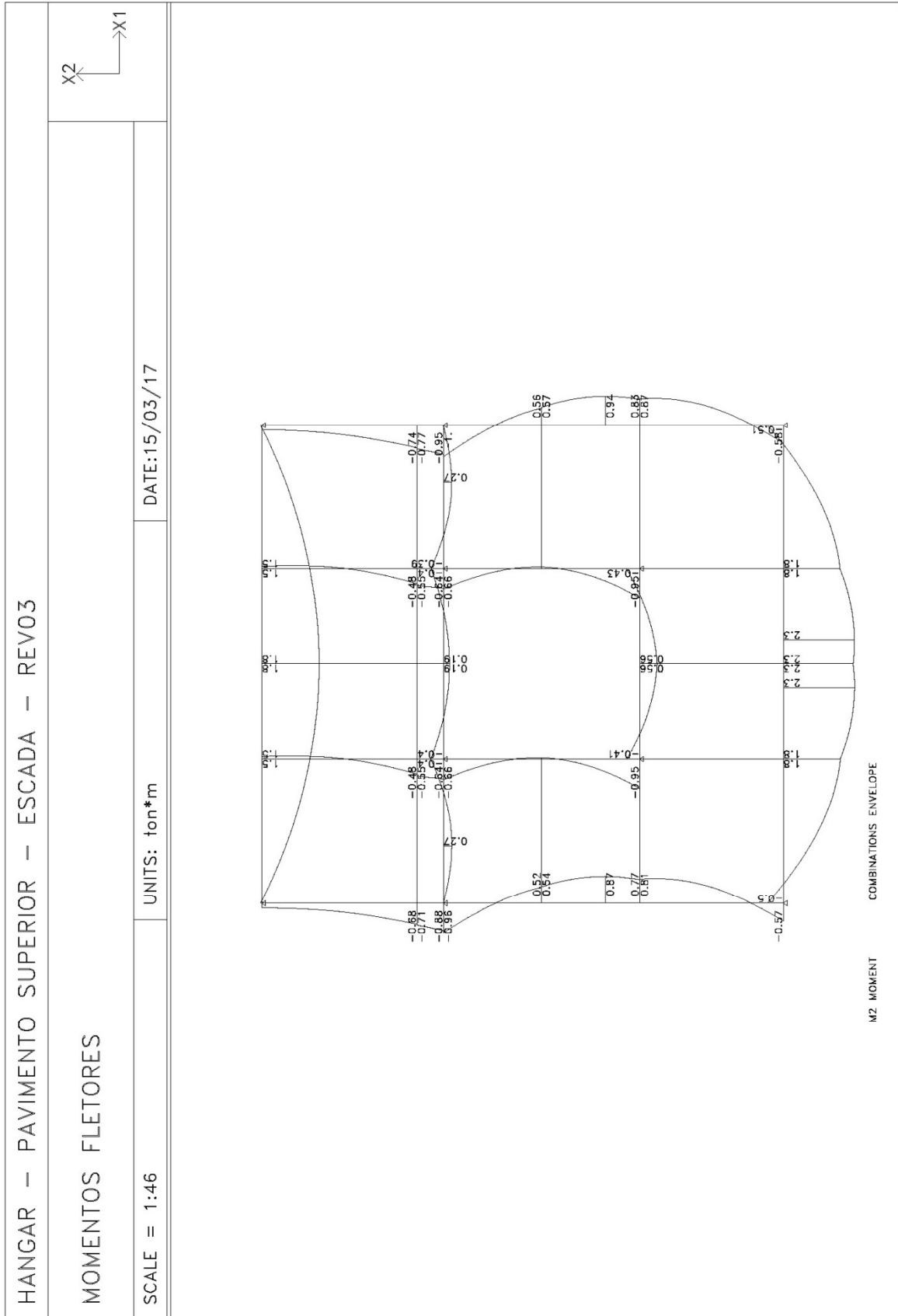
Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17

Folha:
155



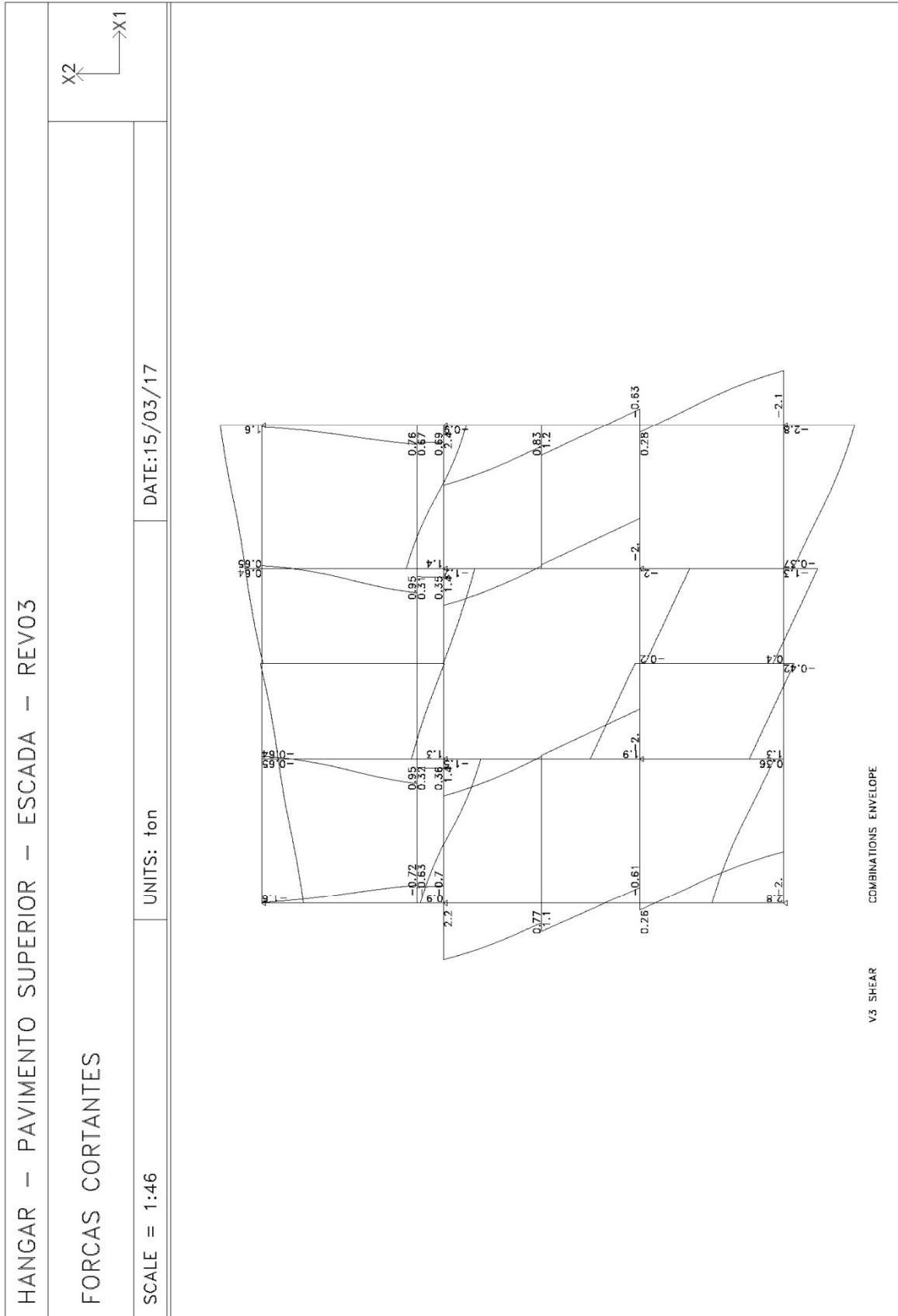


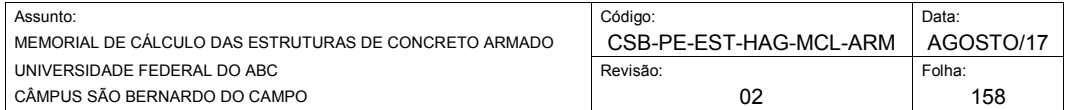


Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
157





DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

HANGAR ESCADA

LAJE:

Dados:

Carregamento (p) = 1.12 tf/m²

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

ly = 502 cm

lx = 152 cm

$\lambda = 3.3 > 2.00$

$\alpha_x = 8.0$

$\alpha_y = 23.5$

$-\beta_x = 0.0$

$-\beta_y = 0.0$

Momentos Fletores

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

p = 1.12 tf/m²

lx = 152 cm

$M_x = 0.32$ tfm

$M_y = 0.11$ tfm

$-M_{\beta x} = -$ tfm

$-M_{\beta y} = -$ tfm

LAJE: ESCADA

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa

$E_{cs} = 26838$ MPa

Seção b = 100.00 cm

h = 10.00 cm

d = 7.00 cm

d' = 3.00 cm

Aço CA 50

$E_s = 210000$ MPa

Aço $f_{yt} = 500.00$ MPa

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s \text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s \text{ efetivo}}$ (cm ²)	Adotado
Mx	0.32	0.45	1.53	8.00	3.35	Ø 8mm c/15cm
My	0.11	0.15	0.51	8.00	3.35	Ø 8mm c/15cm

$A_{s \text{ min}} = 1.50$ cm²

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
Mx	0.32	1.67	900	150.07	0.03	0.04	0.30	Wkmax > wk ok!!
My	0.11	1.67	900	50.95	0.00	0.01	0.30	Wkmax > wk ok!!

DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VE1=VE3 NIVEL: ESCADA

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 18.00$ cm $b_f = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	0.65	0.91	0.47	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	0.65	8.79	29255	62.95	0.01	0.08	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	2.00	2.80	-4.24	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf}$$

$$A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **VE2** NÍVEL: **ESCADA**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 18.00$ cm $b_f = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	2.30	3.22	1.69	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	2.30	8.79	29255	222.75	0.11	0.29	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	2.80	3.92	-3.12	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **VE3** NÍVEL: **ESCADA**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $bw = 18.00$ cm $bf = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	0.77	1.08	0.56	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
APOIO	0.91	1.22	0.63	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	0.77	8.79	29255	74.57	0.01	0.10	0.30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	0.91	8.79	29255	88.13	0.02	0.12	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	2.20	3.08	-3.96	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **VE4** NÍVEL: **ESCADA**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 18.00$ cm $b_f = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	0.20	0.28	0.14	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
APOIO	0.87	1.17	0.60	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	0.20	8.79	29255	19.37	0.00	0.03	0.30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	0.87	8.79	29255	84.26	0.02	0.11	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	1.70	2.38	-4.66	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VE5=VE11

NÍVEL: ESCADA

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $bw = 18.00$ cm $bf = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	0.35	0.49	0.25	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
APOIO	1.40	1.88	0.97	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ mín}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	0.35	8.79	29255	33.90	0.00	0.04	0.30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	1.40	8.79	29255	135.59	0.04	0.18	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	1.40	1.96	-5.08	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{mín}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: VE6=VE12 NIVEL: ESCADA

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA 50
 $f_{ctm} = 2.896$ MPa $\alpha_e = 7.82$ $\eta_1 = 2.25$
 Agregado Graúdo: Granito e Gnaiss α_e Agreg. = 1.0
 Seção $b_w = 18.00$ cm $b_f = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	0.54	0.76	0.39	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
APOIO	2.10	2.81	1.47	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	0.54	8.79	29255	52.30	0.01	0.07	0.30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	2.10	8.79	29255	203.38	0.09	0.27	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	2.80	3.92	-3.12	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **VE7** NÍVEL: **ESCADA**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 18.00$ cm $b_f = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	0.65	0.91	0.47	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	0.65	8.79	29255	62.95	0.01	0.08	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	2.00	2.80	-4.24	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **VE8** NÍVEL: **ESCADA**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 18.00$ cm $b_f = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	2.30	3.22	1.69	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	2.30	8.79	29255	222.75	0.11	0.29	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	2.80	3.92	-3.12	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **VE9** NÍVEL: **ESCADA**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $bw = 18.00$ cm $bf = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	0.88	1.23	0.64	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
APOIO	0.91	1.22	0.63	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	A_s/face (cm ²)	Nº Barras	$A_s\text{ ef.}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	0.88	8.79	29255	85.23	0.02	0.11	0.30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	0.91	8.79	29255	88.13	0.02	0.12	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	2.20	3.08	-3.96	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **VE10** NÍVEL: **ESCADA**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $bw = 18.00$ cm $bf = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	0.20	0.28	0.14	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
APOIO	0.87	1.17	0.60	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	0.20	8.79	29255	19.37	0.00	0.03	0.30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	0.87	8.79	29255	84.26	0.02	0.11	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	1.70	2.38	-4.66	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **VE14** NÍVEL: **ESCADA**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 18.00$ cm $b_f = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	2.30	3.22	1.69	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	2.30	8.79	29255	222.75	0.11	0.29	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	2.80	3.92	-3.12	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **VE15** NÍVEL: **ESCADA**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $bw = 18.00$ cm $bf = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	0.88	1.23	0.64	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
APOIO	0.91	1.22	0.63	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	0.88	8.79	29255	85.23	0.02	0.11	0.30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	0.91	8.79	29255	88.13	0.02	0.12	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	2.20	3.08	-3.96	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **VE16** NÍVEL: **ESCADA**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $b_w = 18.00$ cm $b_f = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	0.20	0.28	0.14	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
APOIO	0.87	1.17	0.60	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	0.20	8.79	29255	19.37	0.00	0.03	0.30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	0.87	8.79	29255	84.26	0.02	0.11	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	1.70	2.38	-4.66	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **VE17** NÍVEL: **ESCADA**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $f_{ctm} = 2.896$ MPa $\alpha_e = 7.82$ $\eta_1 = 2.25$
 Agregado Graúdo: **Granito e Gnaiss** α_e Agreg. = **1.0**
 Seção $b_w = 18.00$ cm $b_f = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	0.35	0.49	0.25	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
APOIO	1.40	1.88	0.97	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	0.35	8.79	29255	33.90	0.00	0.04	0.30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	1.40	8.79	29255	135.59	0.04	0.18	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	1.40	1.96	-5.08	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

VIGA: **VE18** NÍVEL: **ESCADA**

Dados:

Concreto $f_{ck} = 30.00$ MPa Aço CA **50**
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500.0$ MPa
 Seção $bw = 18.00$ cm $bf = 18.00$ cm
 $h = 50.00$ cm
 $d = 45.00$ cm
 $d' = 5.00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	0.87	1.22	0.63	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm
APOIO	2.10	2.81	1.47	12.50	2	2.45	2 Ø 12.5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele

b (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	Nº Barras	$A_{s\text{ ef.}}$ (cm ²)	Adotado
18.00	50.00	900	10.00	NÃO	0	0.00	NÃO É NECESSÁRIO

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{ll} (cm)	I_{ll} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	0.87	8.79	29255	84.26	0.02	0.11	0.30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	2.10	8.79	29255	203.38	0.09	0.27	0.30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: **2**

Seção	V_k (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	1.90	2.66	-4.38	-	6.30	29.90	20.0	3.1	Ø 6.3mm c/20cm

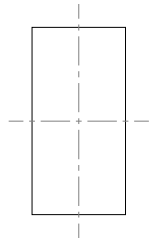
$$V_{co} = 7.04 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2.0855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

6.8. Pilares

AGRUPAMENTO DOS PILARES

AGRUPAMENTO 1

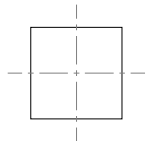
Seção 40x80 cm



P1, P2, P3, P4, P5, P6 e P7 (7x)

AGRUPAMENTO 2

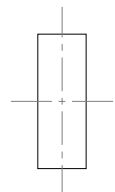
Seção 40x40 cm



P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P23, P24, P25, P26, P27, P28 e P29 (14x)

AGRUPAMENTO 3

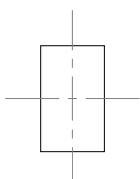
Seção 18x50 cm



P15, P18, P21 e P22 (4x)

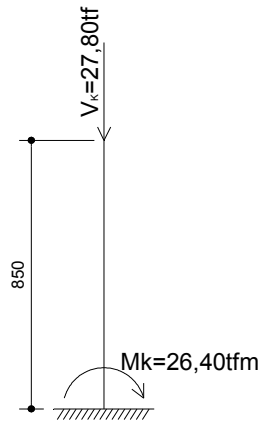
AGRUPAMENTO 4

Seção 18x30 cm

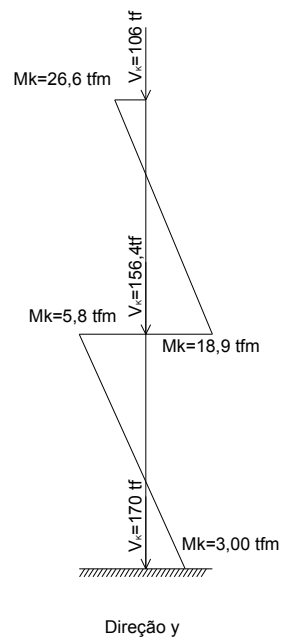
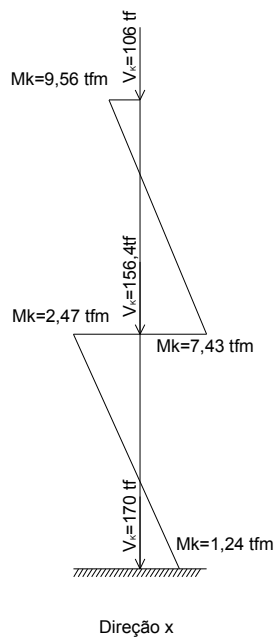


RESUMO DOS ESFORÇOS

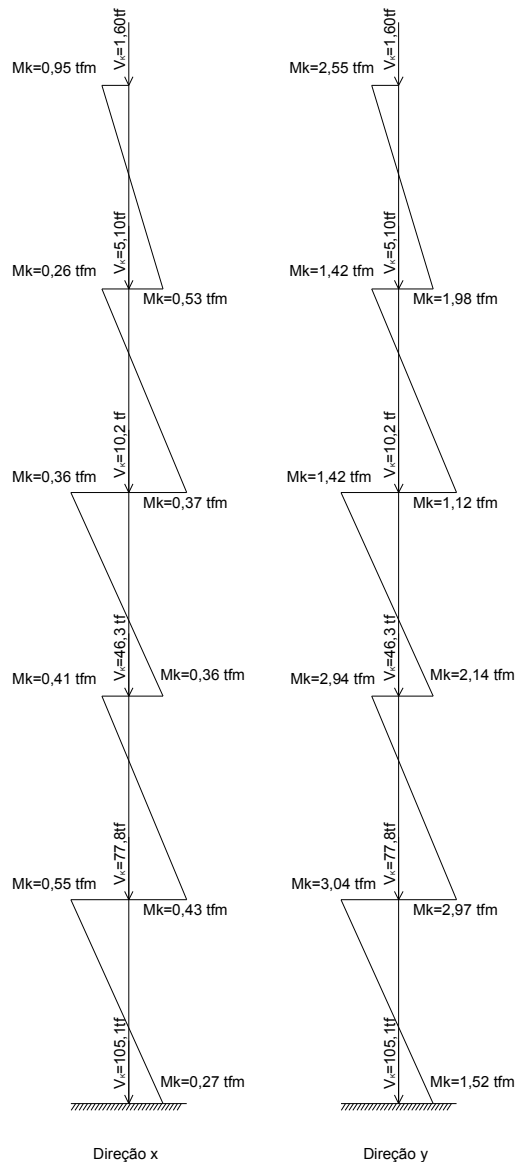
AGRUPAMENTO 1



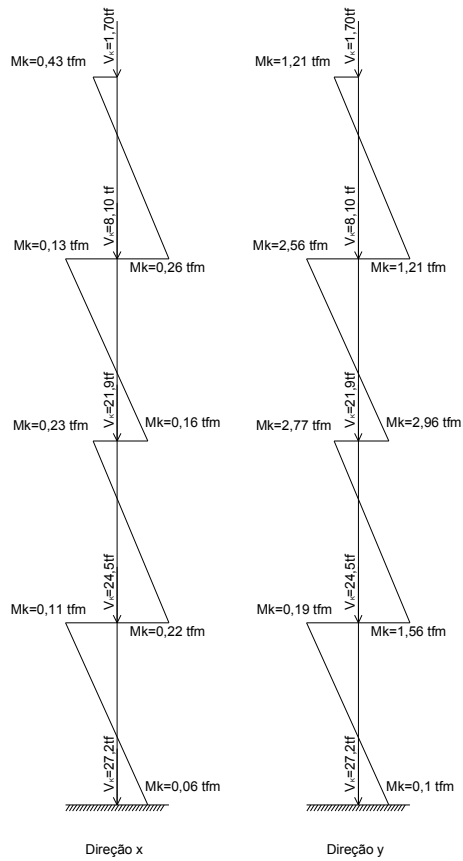
AGRUPAMENTO 2



AGRUPAMENTO 3



AGRUPAMENTO 4





Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
179

DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Projeto estrutural: Universidade Federal do ABC

Peça estrutural: Pilares Hangar - P1 a P7

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarF

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO OBLÍQUA COMPOSTA
Pilar engastado-livre **Norma: NBR 6118/2007**

Seção Retangular

$b = 40 \text{ cm}$ $h = 80 \text{ cm}$ $d_{\text{linha}} = 5 \text{ cm}$

Número de vértices da poligonal da seção = $n_v = 4$
Número total de barras de aço = $n_{\text{tot}} = 20$
Bitola constante - Duplo eixo de simetria

Barras de aço com área total = $A_{\text{tot}} = 100,00 \text{ cm}^2$
Área de uma só barra de aço = $A_{\text{sunit}} = 5,00 \text{ cm}^2$

Coordenadas dos vértices da seção:

(0,00 0,00) (40,00 0,00) (40,00 80,00) (0,00 80,00)

Coordenadas dos centros das barras de aço:

(5,00 5,00) (12,50 5,00) (20,00 5,00) (27,50 5,00) (35,00 5,00)
(5,00 16,67) (35,00 16,67) (5,00 28,33) (35,00 28,33) (5,00 40,00)
(35,00 40,00) (5,00 51,67) (35,00 51,67) (5,00 63,33) (35,00 63,33)
(5,00 75,00) (12,50 75,00) (20,00 75,00) (27,50 75,00) (35,00 75,00)

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS:

$f_{ck} = 0,30 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maC} = 1,40$
 $f_{yk} = 5,00 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maS} = 1,15$
Módulo de elasticidade do aço $E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2$

CARREGAMENTO

Valor de cálculo da força vertical no topo do pilar, com excent. na dir. $x = F_{dxn} = 6,0 \text{ tf}$
Excentricidade dessa força na direção $x = e_{1xn} = 1,00 \text{ m}$
Valor de cálculo da força vertical no topo do pilar, com excent. na dir. $y = F_{dyn} = 38,9 \text{ tf}$
Excentricidade dessa força na direção $y = e_{1yn} = 0,95 \text{ m}$

DADOS SOBRE O PILAR

Comprimento geométrico do pilar = $l_{\text{zero}} = 850 \text{ cm}$
Comprimento equivalente do pilar = $l_{\text{equiv}} = 1700 \text{ cm}$
Índice de esbeltez = $\lambda = 147$
Taxa geométrica de armadura = $\rho = 3,13 \%$ Taxa mecânica de armadura = $\omega = 0,75$

Tipo de imperfeição geométrica: Desvio de prumo

Fator majorador de momento de 1. ordem, devido à fluência, na dir. $x = 1,18$

Fator majorador de momento de 1. ordem, devido à fluência, na dir. $y = 1,04$

Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0,90$

Número de trechos em que o pilar foi dividido = $n_{\text{div}} = 10$

As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

RESULTADOS

Força normal resistente máxima (sem momento): $1002,9 \text{ tf}$

Reação vertical na base do pilar = $F_{d0} = 54,5 \text{ tf}$

Reação horizontal na base do pilar, na direção $x = 0,0 \text{ tf}$

Reação horizontal na base do pilar, na direção $y = 0,0 \text{ tf}$

Momento fletor no engastamento da base do pilar, na dir. $x = 10,0 \text{ tf.m}$

Momento fletor no engastamento da base do pilar, na dir. $y = 42,4 \text{ tf.m}$

Deformada final (cm)

$y_{dx}(10) = 5,06$ $y_{dy}(10) = 5,16$ 45,5 graus
 $y_{dx}(9) = 4,13$ $y_{dy}(9) = 4,18$ 45,3 graus
 $y_{dx}(8) = 3,29$ $y_{dy}(8) = 3,31$ 45,1 graus



wdx(7) =	2,54	wdy(7) =	2,54	45,0 graus
wdx(6) =	1,88	wdy(6) =	1,86	44,8 graus
wdx(5) =	1,31	wdy(5) =	1,29	44,7 graus
wdx(4) =	0,84	wdy(4) =	0,83	44,6 graus
wdx(3) =	0,47	wdy(3) =	0,46	44,5 graus
wdx(2) =	0,20	wdy(2) =	0,20	44,5 graus
wdx(1) =	0,04	wdy(1) =	0,04	44,3 graus
wdx(0) =	0,00	wdy(0) =	0,00	

Flechas sucessivas (cm)

6,14	51,3 graus
7,03	47,0 graus
7,20	45,8 graus
7,23	45,5 graus

Solicitações finais e Esforços Resistentes (tf e m)

Sec	M1dx	M2dx	Mdx	M1dy	M2dy	Mdy	NSd	MRdx	MRyTraço
10	7,1	0,0	7,1	38,3	0,0	38,3	45	7,1	126,7
9	7,1	0,5	7,6	38,4	0,5	38,9	46	7,6	125,8
8	7,2	0,9	8,0	38,5	0,9	39,5	47	8,0	125,1
7	7,2	1,3	8,5	38,7	1,3	40,0	48	8,5	124,3
6	7,2	1,6	8,8	38,8	1,7	40,5	49	8,8	123,7
5	7,2	1,9	9,2	39,0	2,0	40,9	50	9,2	123,2
4	7,3	2,2	9,4	39,1	2,2	41,3	51	9,4	122,7
3	7,3	2,4	9,7	39,3	2,4	41,7	52	9,7	122,4
2	7,3	2,5	9,9	39,4	2,6	42,0	53	9,9	122,2
1	7,4	2,6	10,0	39,6	2,7	42,3	54	10,0	122,0
0	7,4	2,6	10,0	39,7	2,7	42,4	54	10,0	122,1

NÃO HÁ RUPTURA

O PILAR É ESTÁVEL

X - X - X



Projeto da estrutura: Universidade Federal do ABC

Peça: Pilar 40x40

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarA

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO NORMAL COMPOSTA

Pilar biarticulado com momentos aplicados nas extremidades - Seções usuais

Norma: NBR 6118/2007

SEÇÃO QUADRADA

Largura b da seção = 40,0 cm
Distância d linha = 5,0 cm

Altura total h da seção = 40,0 cm

Armadura distribuída - Bitola constante
Duplo eixo de simetria

12 barras de aço com área total = 60,00 cm²
Área de uma só barra = 5,00 cm²

Número de camadas de barras de aço = $n_{\text{linha}} = 3$
Número de barras de aço da primeira camada = 5

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS:

$f_{ck} = 0,30 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{ac} = 1,40$
 $f_{yk} = 5,00 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{as} = 1,15$
Módulo de elasticidade do aço $E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2$

CARREGAMENTO

Valor de cálculo da força vertical aplicada no topo do pilar: 148 tf
Momento aplicado na extremidade superior = 37,2 tf.m
Momento aplicado na extremidade inferior = -26,5 tf.m

DADOS SOBRE O PILAR:

Vão teórico do pilar = 350 cm
Índice de esbeltez = $\lambda = 30$
Taxa de armadura $\rho = 3,75 \%$ Taxa mecânica $\omega = 0,90$
Coeficiente ϕ de fluência = 2,00
Tipo de imperfeição geométrica: Desvio de prumo
Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0,90$
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

RESULTADOS:

Força normal resistente máxima (sem momento): 543,4 tf
Reação vertical na base do pilar = $F_{d0} = 150,36 \text{ tf}$
Reação horizontal na base do pilar = $R_{\text{Zero}} = 18,95 \text{ tf}$
Reação horizontal no topo do pilar = $R_n = -18,95 \text{ tf}$
Fator majorador de momento de 1. ordem, devido à fluência: Fator = 1,04
Flechas sucessivas na iteração, em cm: 0,25 0,25

DEFORMADA FINAL (cm):

$y_{dj}(10) = 0,00$
 $y_{dj}(9) = 0,17$
 $y_{dj}(8) = 0,24$
 $y_{dj}(7) = 0,25$
 $y_{dj}(6) = 0,22$



ydj(5) = 0,16
ydj(4) = 0,10
ydj(3) = 0,04
ydj(2) = -0,01
ydj(1) = -0,03
ydj(0) = 0,00

SOLICITAÇÕES FINAIS (tf e m)

Seção	M1d	M2d	Md	NSd	MRd	MRdInv
10	38,6	0,0	38,6	148	45,7	-45,7
9	32,0	0,3	32,3	149	45,6	-45,6
8	25,4	0,4	25,8	149	45,6	-45,6
7	18,8	0,4	19,2	149	45,6	-45,6
6	12,2	0,4	12,6	149	45,6	-45,6
5	5,6	0,3	5,9	149	45,6	-45,6
4	-4,0	0,2	-3,9	150	45,6	-45,6
3	-7,6	0,1	-7,6	150	45,5	-45,5
2	-14,2	0,0	-14,3	150	45,5	-45,5
1	-20,8	0,0	-20,9	150	45,5	-45,5
0	-27,5	0,0	-27,5	150	45,5	-45,5

O PILAR É ESTÁVEL.

NÃO HÁ RUPTURA

X - X - X



Projeto da estrutura: Universidade Federal do ABC

Peça: Pilar 40x40

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarA

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO NORMAL COMPOSTA

Pilar biarticulado com momentos aplicados nas extremidades - Seções usuais

Norma: NBR 6118/2007

SEÇÃO QUADRADA

Largura b da seção = 40.0 cm
Distância d linha = 5.0 cm

Altura total h da seção = 40.0 cm

Armadura distribuída - Bitola constante
Duplo eixo de simetria

12 barras de aço com área total = 60.00 cm²
Área de uma só barra = 5.00 cm²

Número de camadas de barras de aço = $n_{\text{linha}} = 3$
Número de barras de aço da primeira camada = 5

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS:

$f_{ck} = 0.30 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maC} = 1.40$
 $f_{yk} = 5.00 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maS} = 1.15$
Módulo de elasticidade do aço $E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2$

CARREGAMENTO

Valor de cálculo da força vertical aplicada no topo do pilar: 224 tf
Momento aplicado na extremidade superior = 8.1 tf.m
Momento aplicado na extremidade inferior = -4.2 tf.m

DADOS SOBRE O PILAR:

Vão teórico do pilar = 500 cm
Índice de esbeltez = $\lambda = 43$
Taxa de armadura $\rho = 3.75 \%$ Taxa mecânica $\omega = 0.90$
Coeficiente ϕ de fluência = 2.00
Tipo de imperfeição geométrica: Encurvamento do eixo do pilar
Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0.90$
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

RESULTADOS:

Força normal resistente máxima (sem momento): 543.4 tf
Reação vertical na base do pilar = $F_{d0} = 226.66 \text{ tf}$
Reação horizontal na base do pilar = $R_{Zero} = 2.46 \text{ tf}$
Reação horizontal no topo do pilar = $R_n = -2.46 \text{ tf}$
Fator majorador de momento de 1. ordem, devido à fluência: Fator = 1.13
Flechas sucessivas na iteração, em cm: 0.25 0.27 0.27

DEFORMADA FINAL (cm):

$y_{dj}(10) = 0.00$
 $y_{dj}(9) = 0.12$
 $y_{dj}(8) = 0.20$
 $y_{dj}(7) = 0.25$
 $y_{dj}(6) = 0.27$



ydj(5) = 0.27
ydj(4) = 0.24
ydj(3) = 0.18
ydj(2) = 0.10
ydj(1) = 0.04
ydj(0) = 0.00

SOLICITAÇÕES FINAIS (tf e m)

Seção	M1d	M2d	Md	NSd	MRd	MRdInv
10	9.1	0.0	9.1	224	39.2	-39.2
9	8.3	0.3	8.6	224	39.2	-39.2
8	7.5	0.5	8.0	224	39.1	-39.1
7	6.7	0.6	7.3	225	39.1	-39.1
6	6.1	0.7	6.8	225	39.1	-39.1
5	6.1	0.7	6.7	225	39.1	-39.1
4	6.1	0.6	6.7	226	39.1	-39.1
3	6.1	0.4	6.5	226	39.0	-39.0
2	-6.1	0.2	-5.9	226	39.0	-39.0
1	-6.1	0.1	-6.0	226	39.0	-39.0
0	-6.1	0.0	-6.1	227	39.0	-39.0

O PILAR É ESTÁVEL.

NÃO HÁ RUPTURA

X - X - X



Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 185

Projeto estrutural: Universidade Federal do ABC

Peça estrutural: Pilares 18x50

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarC

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO OBLÍQUA COMPOSTA
Pilar biarticulado com momentos aplicados nas extremidades.
Norma: NBR 6118/2007

TipoSeçãoRetangular

Número de vértices da poligonal da seção = $n_v = 4$
Número total de barras de aço = $n_{tot} = 4$
Bitola constante - Duplo eixo de simetria

4 barras de aço com área total = $A_{tot} = 8.00 \text{ cm}^2$
Área de uma só barra de aço = $A_{unit} = 2.00 \text{ cm}^2$

Coordenadas dos vértices da seção:

(0.00 0.00) (18.00 0.00) (18.00 50.00) (0.00 50.00)

Coordenadas dos centros das barras de aço:

(5.00 5.00) (13.00 5.00) (5.00 45.00) (13.00 45.00)

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS
 $f_{ck} = 0.30 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maC} = 1.40$
 $f_{yk} = 5.00 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maS} = 1.15$

Módulo de elasticidade do aço $E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2$

CARREGAMENTO

Força normal aplicada no topo do pilar = $F_{dn} = 2.2 \text{ tf}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.x = $M_{1dxn} = 1.3 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.y = $M_{1dyn} = 3.6 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.x = $M_{1dx0} = -0.7 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.y = $M_{1dy0} = -2.8 \text{ tf.m}$

DADOS SOBRE O PILAR

Vão teórico do pilar = 328 cm
Índice de esbeltez $\lambda = 63$
Taxa geométrica de armadura $\rho = 0.89 \%$ Taxa mecânica de armadura $\omega = 0.21$
Fator devido à fluência na direção x = 1.01
Fator devido à fluência na direção y = 1.00
Tipo de imperfeição geométrica: Encurvamento do eixo do pilar
Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0.90$
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

As solicitações foram majoradas por γ_{maN} , além de γ_{maF}

RESULTADOS

Força normal resistente máxima (sem momento): 197.5 tf
Reação vertical na base do pilar = $F_{d0} = 3.27$ tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção x = 0.63 tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção y = 1.93 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção x = -0.63 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção y = -1.93 tf

Deformada final (cm)

ydx(10) = 0.00	ydy(10) = 0.00	
ydx(9) = 0.23	ydy(9) = 0.04	189.9 graus
ydx(8) = 0.37	ydy(8) = 0.06	189.4 graus
ydx(7) = 0.41	ydy(7) = 0.06	188.7 graus
ydx(6) = 0.39	ydy(6) = 0.05	187.8 graus
ydx(5) = 0.33	ydy(5) = 0.04	186.5 graus
ydx(4) = 0.25	ydy(4) = 0.02	184.5 graus
ydx(3) = 0.16	ydy(3) = 0.00	180.8 graus
ydx(2) = 0.08	ydy(2) = -0.01	172.8 graus
ydx(1) = 0.02	ydy(1) = -0.01	149.3 graus
ydx(0) = 0.00	ydy(0) = 0.00	

Flechas sucessivas (cm)

0.41 188.9 graus
0.42 188.7 graus

Solicitações Finais e Esforços Resistentes (tf e m)

Sec	M1dx	M2dx	Mdx	M1dy	M2dy	Mdy	NSd	MRdx	MRyTraço	MRyTraço	MRdy
10	1.3	0.0	1.3	3.6	0.0	3.6	2	1.3	****	7.1	
9	1.1	0.0	1.1	2.9	0.0	2.9	2	1.1	4.1	****	
8	0.9	0.0	0.9	2.3	0.0	2.3	2	0.9	4.8	****	
7	0.7	0.0	0.7	1.7	0.0	1.7	3	0.7	5.5	****	
6	0.5	0.0	0.5	1.1	0.0	1.1	3	0.5	6.2	****	
5	0.3	0.0	0.3	0.4	0.0	0.4	3	0.3	6.8	****	
4	0.1	0.0	0.1	-0.2	0.0	-0.2	3	0.1	7.5	****	
3	-0.1	0.0	-0.1	-0.9	0.0	-0.9	3	-0.1	7.6	****	
2	-0.3	0.0	-0.3	-1.5	0.0	-1.5	3	-0.3	6.9	****	
1	-0.5	0.0	-0.5	-2.1	0.0	-2.1	3	-0.5	6.2	****	
0	-0.7	0.0	-0.7	-2.8	0.0	-2.8	3	-0.7	5.6	****	

NÃO HÁ RUPTURA

O PILAR É ESTÁVEL

X - X - X



Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 187

Projeto estrutural: Universidade Federal do ABC

Peça estrutural: Pilares 18x50

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarC

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO OBLÍQUA COMPOSTA
Pilar biarticulado com momentos aplicados nas extremidades.
Norma: NBR 6118/2007

TipoSeçãoRetangular

Número de vértices da poligonal da seção = $n_v = 4$
Número total de barras de aço = $n_{tot} = 4$
Bitola constante - Duplo eixo de simetria

4 barras de aço com área total = $A_{tot} = 8.00 \text{ cm}^2$
Área de uma só barra de aço = $A_{unit} = 2.00 \text{ cm}^2$

Coordenadas dos vértices da seção:

(0.00 0.00) (18.00 0.00) (18.00 50.00) (0.00 50.00)

Coordenadas dos centros das barras de aço:

(5.00 5.00) (13.00 5.00) (5.00 45.00) (13.00 45.00)

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS
 $f_{ck} = 0.30 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maC} = 1.40$
 $f_{yk} = 5.00 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maS} = 1.15$

Módulo de elasticidade do aço $E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2$

CARREGAMENTO

Força normal aplicada no topo do pilar = $F_{dn} = 7.1 \text{ tf}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.x = $M_{1dxn} = 0.4 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.y = $M_{1dyn} = 2.0 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.x = $M_{1dx0} = -0.5 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.y = $M_{1dy0} = -1.6 \text{ tf.m}$

DADOS SOBRE O PILAR

Vão teórico do pilar = 306 cm
Índice de esbeltez $\lambda = 59$
Taxa geométrica de armadura $\rho = 0.89 \%$ Taxa mecânica de armadura $\omega = 0.21$
Fator devido à fluência na direção x = 1.01
Fator devido à fluência na direção y = 1.00
Tipo de imperfeição geométrica: Encurvamento do eixo do pilar
Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0.90$
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

As solicitações foram majoradas por γ_{maN} , além de γ_{maF}



RESULTADOS

Força normal resistente máxima (sem momento): 197.5 tf
Reação vertical na base do pilar = F_{d0} = 8.10 tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção x = 0.29 tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção y = 1.16 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção x = -0.29 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção y = -1.16 tf

Deformada final (cm)

ydx(10) =	0.00	ydy(10) =	0.00	
ydx(9) =	0.01	ydy(9) =	0.01	228.6 graus
ydx(8) =	0.01	ydy(8) =	0.01	240.0 graus
ydx(7) =	0.00	ydy(7) =	0.01	262.2 graus
ydx(6) =	-0.01	ydy(6) =	0.01	298.2 graus
ydx(5) =	-0.02	ydy(5) =	0.01	329.7 graus
ydx(4) =	-0.02	ydy(4) =	0.00	347.6 graus
ydx(3) =	-0.03	ydy(3) =	0.00	358.8 graus
ydx(2) =	-0.03	ydy(2) =	0.00	4.9 graus
ydx(1) =	-0.02	ydy(1) =	0.00	8.6 graus
ydx(0) =	0.00	ydy(0) =	0.00	

Flechas sucessivas (cm)

0.03	4.9 graus
0.03	4.9 graus

Solicitações Finais e Esforços Resistentes (tf e m)

Sec	M1dx	M2dx	Mdx	M1dy	M2dy	Mdy	NSd	MRdx	MRyTraço MRyTraço MRdy	
10	0.4	0.0	0.4	2.0	0.0	2.0	7	0.4	7.6	****
9	0.3	0.0	0.3	1.6	0.0	1.6	7	0.3	7.9	****
8	0.2	0.0	0.2	1.3	0.0	1.3	7	0.2	8.2	****
7	0.1	0.0	0.1	1.0	0.0	1.0	7	0.1	8.5	****
6	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.6	8	0.0	8.8	****
5	-0.1	0.0	-0.1	0.3	0.0	0.3	8	-0.1	8.6	****
4	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.2	8	0.0	8.7	****
3	-0.3	0.0	-0.3	-0.5	0.0	-0.5	8	-0.3	8.0	****
2	-0.3	0.0	-0.3	-0.8	0.0	-0.8	8	-0.3	7.8	****
1	-0.4	0.0	-0.4	-1.2	0.0	-1.2	8	-0.4	7.5	****
0	-0.5	0.0	-0.5	-1.6	0.0	-1.6	8	-0.5	7.2	****

NÃO HÁ RUPTURA

O PILAR É ESTÁVEL

X - X - X



Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
189

Projeto estrutural: Universidade Federal do ABC

Peça estrutural: Pilares 18x50

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarC

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO OBLÍQUA COMPOSTA
Pilar biarticulado com momentos aplicados nas extremidades.
Norma: NBR 6118/2007

TipoSeçãoRetangular

Número de vértices da poligonal da seção = $n_v = 4$
Número total de barras de aço = $n_{tot} = 4$
Bitola constante - Duplo eixo de simetria

4 barras de aço com área total = $A_{tot} = 8.00 \text{ cm}^2$
Área de uma só barra de aço = $A_{unit} = 2.00 \text{ cm}^2$

Coordenadas dos vértices da seção:

(0.00 0.00) (18.00 0.00) (18.00 50.00) (0.00 50.00)

Coordenadas dos centros das barras de aço:

(5.00 5.00) (13.00 5.00) (5.00 45.00) (13.00 45.00)

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS
 $f_{ck} = 0.30 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maC} = 1.40$
 $f_{yk} = 5.00 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maS} = 1.15$

Módulo de elasticidade do aço $E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2$

CARREGAMENTO

Força normal aplicada no topo do pilar = $F_{dn} = 14.3 \text{ tf}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.x = $M1_{dxn} = 0.5 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.y = $M1_{dyn} = 2.0 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.x = $M1_{dx0} = -0.5 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.y = $M1_{dy0} = -3.0 \text{ tf.m}$

DADOS SOBRE O PILAR

Vão teórico do pilar = 407 cm
Índice de esbeltez $\lambda = 78$
Taxa geométrica de armadura $\rho = 0.89 \%$ Taxa mecânica de armadura $\omega = 0.21$
Fator devido à fluência na direção x = 1.05
Fator devido à fluência na direção y = 1.01
Tipo de imperfeição geométrica: Encurvamento do eixo do pilar
Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0.90$
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

As solicitações foram majoradas por γ_{maN} , além de γ_{maF}



RESULTADOS

Força normal resistente máxima (sem momento): 197.5 tf
Reação vertical na base do pilar = F_{d0} = 15.56 tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção x = 0.25 tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção y = 1.22 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção x = -0.25 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção y = -1.22 tf

Deformada final (cm)

ydx(10) =	0.00	ydy(10) =	0.00	
ydx(9) =	0.02	ydy(9) =	0.00	181.8 graus
ydx(8) =	0.02	ydy(8) =	-0.01	165.8 graus
ydx(7) =	0.01	ydy(7) =	-0.01	132.1 graus
ydx(6) =	0.00	ydy(6) =	-0.02	89.1 graus
ydx(5) =	-0.02	ydy(5) =	-0.03	64.6 graus
ydx(4) =	-0.03	ydy(4) =	-0.04	52.0 graus
ydx(3) =	-0.04	ydy(3) =	-0.04	45.2 graus
ydx(2) =	-0.05	ydy(2) =	-0.04	41.1 graus
ydx(1) =	-0.03	ydy(1) =	-0.03	38.3 graus
ydx(0) =	0.00	ydy(0) =	0.00	

Flechas sucessivas (cm)

0.06	45.9 graus
0.06	45.2 graus

Solicitações Finais e Esforços Resistentes (tf e m)

Sec	M1dx	M2dx	Mdx	M1dy	M2dy	Mdy	NSd	MRdx	MRyTraço	MRyTraço	MRdy
10	0.5	0.0	0.5	2.0	0.0	2.0	14	0.5	8.4	****	
9	0.4	0.0	0.4	1.5	0.0	1.5	14	0.4	8.8	****	
8	0.3	0.0	0.3	0.9	0.0	0.9	15	0.3	9.1	****	
7	0.2	0.0	0.2	0.4	0.0	0.4	15	0.2	9.5	****	
6	0.1	0.0	0.1	-0.4	0.0	-0.4	15	0.1	10.0	****	
5	0.0	0.0	0.0	-0.7	0.0	-0.7	15	0.0	10.2	****	
4	-0.1	0.0	-0.1	-1.1	0.0	-1.1	15	-0.1	9.8	****	
3	-0.2	0.0	-0.2	-1.6	0.0	-1.6	15	-0.2	9.5	****	
2	-0.3	0.0	-0.3	-2.1	0.0	-2.1	15	-0.3	9.2	****	
1	-0.4	0.0	-0.4	-2.5	0.0	-2.5	15	-0.4	8.9	****	
0	-0.5	0.0	-0.5	-3.0	0.0	-3.0	16	-0.5	8.6	****	

NÃO HÁ RUPTURA

O PILAR É ESTÁVEL

X - X - X



Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 191

Projeto estrutural: Universidade Federal do ABC

Peça estrutural: Pilares 18x50

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarC

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO OBLÍQUA COMPOSTA
Pilar biarticulado com momentos aplicados nas extremidades.
Norma: NBR 6118/2007

TipoSeçãoRetangular

Número de vértices da poligonal da seção = $n_v = 4$
Número total de barras de aço = $n_{tot} = 4$
Bitola constante - Duplo eixo de simetria

4 barras de aço com área total = $A_{tot} = 8.00 \text{ cm}^2$
Área de uma só barra de aço = $A_{unit} = 2.00 \text{ cm}^2$

Coordenadas dos vértices da seção:

(0.00 0.00) (18.00 0.00) (18.00 50.00) (0.00 50.00)

Coordenadas dos centros das barras de aço:

(5.00 5.00) (13.00 5.00) (5.00 45.00) (13.00 45.00)

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS
 $f_{ck} = 0.30 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maC} = 1.40$
 $f_{yk} = 5.00 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maS} = 1.15$

Módulo de elasticidade do aço $E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2$

CARREGAMENTO

Força normal aplicada no topo do pilar = $F_{dn} = 64.8 \text{ tf}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.x = $M1_{dxn} = 0.6 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.y = $M1_{dyn} = 4.1 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.x = $M1_{dx0} = 0.6 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.y = $M1_{dy0} = -3.8 \text{ tf.m}$

DADOS SOBRE O PILAR

Vão teórico do pilar = 399 cm
Índice de esbeltez $\lambda = 77$
Taxa geométrica de armadura $\rho = 0.89 \%$ Taxa mecânica de armadura $\omega = 0.21$
Fator devido à fluência na direção x = 1.22
Fator devido à fluência na direção y = 1.02
Tipo de imperfeição geométrica: Encurvamento do eixo do pilar
Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0.90$
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

As solicitações foram majoradas por γ_{maN} , além de γ_{maF}

RESULTADOS

Força normal resistente máxima (sem momento): 197.5 tf
 Reação vertical na base do pilar = Fd0 = 66.08 tf
 Reação horizontal na base do pilar, na direção x = -0.01 tf
 Reação horizontal na base do pilar, na direção y = 1.98 tf
 Reação horizontal no topo do pilar, na direção x = 0.01 tf
 Reação horizontal no topo do pilar, na direção y = -1.98 tf

Deformada final (cm)

ydx(10) = 0.00	ydy(10) = 0.00	
ydx(9) = 0.09	ydy(9) = 0.03	195.8 graus
ydx(8) = 0.16	ydy(8) = 0.04	193.8 graus
ydx(7) = 0.20	ydy(7) = 0.04	191.7 graus
ydx(6) = 0.21	ydy(6) = 0.04	189.6 graus
ydx(5) = 0.21	ydy(5) = 0.02	186.3 graus
ydx(4) = 0.20	ydy(4) = 0.00	181.1 graus
ydx(3) = 0.18	ydy(3) = -0.01	177.3 graus
ydx(2) = 0.14	ydy(2) = -0.01	174.5 graus
ydx(1) = 0.08	ydy(1) = -0.01	171.9 graus
ydx(0) = 0.00	ydy(0) = 0.00	

Flechas sucessivas (cm)

0.17 191.6 graus
 0.21 189.6 graus

Solicitações Finais e Esforços Resistentes (tf e m)

Sec	M1dx	M2dx	Mdx	M1dy	M2dy	Mdy	NSd	MRdx	MRyTraço	MRyTraço	MRdy
10	0.7	0.0	0.7	4.2	0.0	4.2	65	0.7	14.0	****	
9	0.7	0.1	0.8	3.5	0.0	3.6	65	0.8	13.8	****	
8	0.7	0.1	0.8	2.9	0.0	2.9	65	0.8	13.5	****	
7	0.8	0.1	0.9	2.2	0.0	2.2	65	0.9	13.3	****	
6	0.3	0.1	0.4	1.9	0.0	2.0	65	0.4	15.2	****	
5	0.3	0.1	0.4	1.9	0.0	2.0	65	0.4	15.2	****	
4	0.3	0.1	0.4	-1.9	0.0	-1.9	66	0.4	15.2	****	
3	0.3	0.1	0.4	-2.0	0.0	-2.0	66	0.4	15.2	****	
2	0.8	0.1	0.9	-2.0	0.0	-2.0	66	0.9	13.5	****	
1	0.8	0.1	0.8	-2.9	0.0	-2.9	66	0.8	13.6	****	
0	0.7	0.0	0.7	-3.9	0.0	-3.9	66	0.7	13.9	****	

NÃO HÁ RUPTURA

O PILAR É ESTÁVEL

X - X - X



Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 193

Projeto estrutural: Universidade Federal do ABC

Peça estrutural: Pilares 18x50

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarC

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO OBLÍQUA COMPOSTA
Pilar biarticulado com momentos aplicados nas extremidades.
Norma: NBR 6118/2007

TipoSeçãoRetangular

Número de vértices da poligonal da seção = $n_v = 4$
Número total de barras de aço = $n_{tot} = 4$
Bitola constante - Duplo eixo de simetria

4 barras de aço com área total = $A_{tot} = 8.00 \text{ cm}^2$
Área de uma só barra de aço = $A_{unit} = 2.00 \text{ cm}^2$

Coordenadas dos vértices da seção:

(0.00 0.00) (18.00 0.00) (18.00 50.00) (0.00 50.00)

Coordenadas dos centros das barras de aço:

(5.00 5.00) (13.00 5.00) (5.00 45.00) (13.00 45.00)

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS

$f_{ck} = 0.30 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maC} = 1.40$
 $f_{yk} = 5.00 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maS} = 1.15$

Módulo de elasticidade do aço $E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2$

CARREGAMENTO

Força normal aplicada no topo do pilar = $F_{dn} = 108.9 \text{ tf}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.x = $M1_{dxn} = 0.8 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.y = $M1_{dyn} = 4.3 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.x = $M1_{dx0} = -0.4 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.y = $M1_{dy0} = -2.1 \text{ tf.m}$

DADOS SOBRE O PILAR

Vão teórico do pilar = 206 cm
Índice de esbeltez $\lambda = 40$
Taxa geométrica de armadura $\rho = 0.89 \%$ Taxa mecânica de armadura $\omega = 0.21$
Fator devido à fluência na direção x = 1.09
Fator devido à fluência na direção y = 1.01
Tipo de imperfeição geométrica: Encurvamento do eixo do pilar
Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0.90$
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

As solicitações foram majoradas por γ_{maN} , além de γ_{maF}

RESULTADOS

Força normal resistente máxima (sem momento): 197.5 tf
 Reação vertical na base do pilar = F_{d0} = 109.57 tf
 Reação horizontal na base do pilar, na direção x = 0.56 tf
 Reação horizontal na base do pilar, na direção y = 3.09 tf
 Reação horizontal no topo do pilar, na direção x = -0.56 tf
 Reação horizontal no topo do pilar, na direção y = -3.09 tf

Deformada final (cm)

ydx(10) = 0.00	ydy(10) = 0.00	
ydx(9) = 0.02	ydy(9) = 0.02	213.2 graus
ydx(8) = 0.04	ydy(8) = 0.03	213.8 graus
ydx(7) = 0.05	ydy(7) = 0.04	214.6 graus
ydx(6) = 0.06	ydy(6) = 0.04	215.5 graus
ydx(5) = 0.06	ydy(5) = 0.04	216.9 graus
ydx(4) = 0.05	ydy(4) = 0.04	219.1 graus
ydx(3) = 0.04	ydy(3) = 0.04	223.1 graus
ydx(2) = 0.02	ydy(2) = 0.03	233.3 graus
ydx(1) = 0.01	ydy(1) = 0.02	243.8 graus
ydx(0) = 0.00	ydy(0) = 0.00	

Flechas sucessivas (cm)

0.07 219.4 graus
 0.07 216.9 graus

Solicitações Finais e Esforços Resistentes (tf e m)

Sec	M1dx	M2dx	Mdx	M1dy	M2dy	Mdy	NSd	MRdx	MRyTraço	MRyTraço	MRdy
10	0.8	0.0	0.8	4.3	0.0	4.3	109	0.8	11.4	****	
9	0.7	0.0	0.8	3.8	0.0	3.8	109	0.8	11.7	****	
8	0.6	0.0	0.7	3.2	0.0	3.3	109	0.7	11.9	****	
7	0.6	0.1	0.6	3.2	0.0	3.3	109	0.6	12.0	****	
6	0.6	0.1	0.6	3.2	0.0	3.3	109	0.6	12.0	****	
5	0.6	0.1	0.6	3.2	0.1	3.3	109	0.6	12.0	****	
4	0.6	0.1	0.6	3.2	0.0	3.3	109	0.6	12.0	****	
3	0.6	0.0	0.6	3.2	0.0	3.3	109	0.6	12.1	****	
2	-0.6	0.0	-0.6	3.2	0.0	3.3	109	-0.6	12.3	****	
1	-0.6	0.0	-0.6	3.2	0.0	3.3	110	-0.6	12.2	****	
0	-0.6	0.0	-0.6	3.2	0.0	3.2	110	-0.6	12.2	****	

NÃO HÁ RUPTURA

O PILAR É ESTÁVEL

X - X - X



Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM	Data: AGOSTO/17
	Revisão: 02	Folha: 195

Projeto estrutural: Universidade Federal do ABC

Peça estrutural: Pilares 18x30

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarC

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO OBLÍQUA COMPOSTA
Pilar biarticulado com momentos aplicados nas extremidades.
Norma: NBR 6118/2007

TipoSeçãoRetangular

Número de vértices da poligonal da seção = $n_v = 4$
Número total de barras de aço = $n_{tot} = 4$
Bitola constante - Duplo eixo de simetria

4 barras de aço com área total = $A_{stot} = 8.00 \text{ cm}^2$
Área de uma só barra de aço = $A_{sunit} = 2.00 \text{ cm}^2$

Coordenadas dos vértices da seção:

(0.00 0.00) (18.00 0.00) (18.00 30.00) (0.00 30.00)

Coordenadas dos centros das barras de aço:

(5.00 5.00) (13.00 5.00) (5.00 25.00) (13.00 25.00)

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS

$f_{ck} = 0.30 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maC} = 1.40$
 $f_{yk} = 5.00 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maS} = 1.15$

Módulo de elasticidade do aço $E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2$

CARREGAMENTO

Força normal aplicada no topo do pilar = $F_{dn} = 2.4 \text{ tf}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.x = $M1_{dxn} = 0.4 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.y = $M1_{dyn} = 1.7 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.x = $M1_{dx0} = -0.4 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.y = $M1_{dy0} = -1.7 \text{ tf.m}$

DADOS SOBRE O PILAR

Vão teórico do pilar = 434 cm
Índice de esbeltez $\lambda = 84$
Taxa geométrica de armadura $\rho = 1.48 \%$ Taxa mecânica de armadura $\omega = 0.35$
Fator devido à fluência na direção x = 1.02
Fator devido à fluência na direção y = 1.01
Tipo de imperfeição geométrica: Encurvamento do eixo do pilar
Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0.90$
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

As solicitações foram majoradas por γ_{maN} , além de γ_{maF}



RESULTADOS

Força normal resistente máxima (sem momento): 132.0 tf
Reação vertical na base do pilar = F_{d0} = 3.20 tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção x = 0.18 tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção y = 0.78 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção x = -0.18 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção y = -0.78 tf

Deformada final (cm)

ydx(10) =	0.00	ydy(10) =	0.00	
ydx(9) =	0.10	ydy(9) =	0.11	227.5 graus
ydx(8) =	0.14	ydy(8) =	0.14	225.9 graus
ydx(7) =	0.14	ydy(7) =	0.13	223.2 graus
ydx(6) =	0.11	ydy(6) =	0.08	217.5 graus
ydx(5) =	0.06	ydy(5) =	0.02	199.6 graus
ydx(4) =	0.02	ydy(4) =	-0.04	116.2 graus
ydx(3) =	-0.03	ydy(3) =	-0.09	74.6 graus
ydx(2) =	-0.05	ydy(2) =	-0.12	65.6 graus
ydx(1) =	-0.05	ydy(1) =	-0.09	61.9 graus
ydx(0) =	0.00	ydy(0) =	0.00	

Flechas sucessivas (cm)

0.20 226.2 graus
0.20 225.9 graus

Solicitações Finais e Esforços Resistentes (tf e m)

Sec	M1dx	M2dx	Mdx	M1dy	M2dy	Mdy	NSd	MRdx	MRyTraço MRyTraço MRdy	
10	0.4	0.0	0.4	1.7	0.0	1.7	2	0.4	3.3	****
9	0.4	0.0	0.4	1.4	0.0	1.4	2	0.4	3.4	****
8	0.3	0.0	0.3	1.0	0.0	1.0	3	0.3	3.6	****
7	0.2	0.0	0.2	0.7	0.0	0.7	3	0.2	3.7	****
6	0.1	0.0	0.1	0.4	0.0	0.4	3	0.1	3.9	****
5	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	3	0.0	4.2	****
4	0.0	0.0	0.0	-0.3	0.0	-0.3	3	0.0	4.1	****
3	-0.1	0.0	-0.1	-0.7	0.0	-0.7	3	-0.1	3.9	****
2	-0.2	0.0	-0.2	-1.0	0.0	-1.0	3	-0.2	3.8	****
1	-0.3	0.0	-0.3	-1.4	0.0	-1.4	3	-0.3	3.6	****
0	-0.4	0.0	-0.4	-1.7	0.0	-1.7	3	-0.4	3.5	****

NÃO HÁ RUPTURA

O PILAR É ESTÁVEL

X - X - X



Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
197

Projeto estrutural: Universidade Federal do ABC

Peça estrutural: Pilares 18x30

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarC

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO OBLÍQUA COMPOSTA
Pilar biarticulado com momentos aplicados nas extremidades.
Norma: NBR 6118/2007

TipoSeçãoRetangular

Número de vértices da poligonal da seção = $n_v = 4$
Número total de barras de aço = $n_{tot} = 4$
Bitola constante - Duplo eixo de simetria

4 barras de aço com área total = $A_{tot} = 8.00 \text{ cm}^2$
Área de uma só barra de aço = $A_{unit} = 2.00 \text{ cm}^2$

Coordenadas dos vértices da seção:

(0.00 0.00) (18.00 0.00) (18.00 30.00) (0.00 30.00)

Coordenadas dos centros das barras de aço:

(5.00 5.00) (13.00 5.00) (5.00 25.00) (13.00 25.00)

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS
 $f_{ck} = 0.30 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maC} = 1.40$
 $f_{yk} = 5.00 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maS} = 1.15$

Módulo de elasticidade do aço $E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2$

CARREGAMENTO

Força normal aplicada no topo do pilar = $F_{dn} = 11.3 \text{ tf}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.x = $M1_{dxn} = 0.2 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.y = $M1_{dyn} = 3.6 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.x = $M1_{dx0} = -0.2 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.y = $M1_{dy0} = -4.1 \text{ tf.m}$

DADOS SOBRE O PILAR

Vão teórico do pilar = 468 cm
Índice de esbeltez $\lambda = 90$
Taxa geométrica de armadura $\rho = 1.48 \%$ Taxa mecânica de armadura $\omega = 0.35$
Fator devido à fluência na direção x = 1.08
Fator devido à fluência na direção y = 1.03
Tipo de imperfeição geométrica: Encurvamento do eixo do pilar
Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0.90$
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a ndiv (n. de divisões)

As solicitações foram majoradas por γ_{maN} , além de γ_{maF}

RESULTADOS

Força normal resistente máxima (sem momento): 132.0 tf
Reação vertical na base do pilar = F_{d0} = 12.22 tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção x = 0.08 tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção y = 1.65 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção x = -0.08 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção y = -1.65 tf

Deformada final (cm)

ydx(10) = 0.00	ydy(10) = 0.00	
ydx(9) = 0.02	ydy(9) = 0.15	261.6 graus
ydx(8) = 0.02	ydy(8) = 0.15	263.2 graus
ydx(7) = 0.00	ydy(7) = 0.05	274.0 graus
ydx(6) = -0.03	ydy(6) = -0.09	70.8 graus
ydx(5) = -0.06	ydy(5) = -0.23	76.1 graus
ydx(4) = -0.08	ydy(4) = -0.36	77.0 graus
ydx(3) = -0.10	ydy(3) = -0.46	77.5 graus
ydx(2) = -0.10	ydy(2) = -0.47	77.8 graus
ydx(1) = -0.07	ydy(1) = -0.33	78.1 graus
ydx(0) = 0.00	ydy(0) = 0.00	

Flechas sucessivas (cm)

0.46	78.5 graus
0.48	77.8 graus

Solicitações Finais e Esforços Resistentes (tf e m)

Sec	M1dx	M2dx	Mdx	M1dy	M2dy	Mdy	NSd	MRdx	MRyTraço	MRyTraço	MRdy
10	0.2	0.0	0.2	3.7	0.0	3.7	11	0.2	4.6	****	
9	0.1	0.0	0.1	2.9	0.0	2.9	11	0.1	4.7	****	
8	0.1	0.0	0.1	2.0	0.0	2.1	12	0.1	4.8	****	
7	0.1	0.0	0.1	1.2	0.0	1.2	12	0.1	4.9	****	
6	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	0.4	12	0.0	5.0	****	
5	0.0	0.0	0.0	-0.4	0.0	-0.4	12	0.0	5.0	****	
4	-0.1	0.0	-0.1	-1.2	0.0	-1.2	12	-0.1	4.9	****	
3	-0.1	0.0	-0.1	-2.0	-0.1	-2.0	12	-0.1	4.8	****	
2	-0.2	0.0	-0.2	-2.7	-0.1	-2.8	12	-0.2	4.7	****	
1	-0.2	0.0	-0.2	-3.5	0.0	-3.5	12	-0.2	4.7	****	
0	-0.2	0.0	-0.2	-4.3	0.0	-4.3	12	-0.2	4.6	****	

NÃO HÁ RUPTURA

O PILAR É ESTÁVEL

X - X - X



Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
199

Projeto estrutural: Universidade Federal do ABC

Peça estrutural: Pilares 18x30

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarC

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO OBLÍQUA COMPOSTA
Pilar biarticulado com momentos aplicados nas extremidades.
Norma: NBR 6118/2007

TipoSeçãoRetangular

Número de vértices da poligonal da seção = $n_v = 4$
Número total de barras de aço = $n_{tot} = 4$
Bitola constante - Duplo eixo de simetria

4 barras de aço com área total = $A_{stot} = 8.00 \text{ cm}^2$
Área de uma só barra de aço = $A_{sunit} = 2.00 \text{ cm}^2$

Coordenadas dos vértices da seção:

(0.00 0.00) (18.00 0.00) (18.00 30.00) (0.00 30.00)

Coordenadas dos centros das barras de aço:

(5.00 5.00) (13.00 5.00) (5.00 25.00) (13.00 25.00)

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS
 $f_{ck} = 0.30 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maC} = 1.40$
 $f_{yk} = 5.00 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maS} = 1.15$

Módulo de elasticidade do aço $E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2$

CARREGAMENTO

Força normal aplicada no topo do pilar = $F_{dn} = 30.7 \text{ tf}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.x = $M1_{dxn} = 0.3 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.y = $M1_{dyn} = 3.9 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.x = $M1_{dx0} = -0.3 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.y = $M1_{dy0} = -2.2 \text{ tf.m}$

DADOS SOBRE O PILAR

Vão teórico do pilar = 350 cm
Índice de esbeltez $\lambda = 67$
Taxa geométrica de armadura $\rho = 1.48 \%$ Taxa mecânica de armadura $\omega = 0.35$
Fator devido à fluência na direção x = 1.12
Fator devido à fluência na direção y = 1.04
Tipo de imperfeição geométrica: Encurvamento do eixo do pilar
Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0.90$
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a ndiv (n. de divisões)

As solicitações foram majoradas por γ_{maN} , além de γ_{maF}



RESULTADOS

Força normal resistente máxima (sem momento): 132.0 tf
Reação vertical na base do pilar = F_{d0} = 31.32 tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção x = 0.18 tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção y = 1.73 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção x = -0.18 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção y = -1.73 tf

Deformada final (cm)

ydx(10) =	0.00	ydy(10) =	0.00	
ydx(9) =	0.03	ydy(9) =	0.15	258.1 graus
ydx(8) =	0.05	ydy(8) =	0.24	259.1 graus
ydx(7) =	0.05	ydy(7) =	0.27	260.5 graus
ydx(6) =	0.04	ydy(6) =	0.26	262.1 graus
ydx(5) =	0.02	ydy(5) =	0.24	264.3 graus
ydx(4) =	0.01	ydy(4) =	0.19	266.8 graus
ydx(3) =	0.00	ydy(3) =	0.14	269.9 graus
ydx(2) =	-0.01	ydy(2) =	0.08	275.7 graus
ydx(1) =	-0.01	ydy(1) =	0.03	286.7 graus
ydx(0) =	0.00	ydy(0) =	0.00	

Flechas sucessivas (cm)

0.26 261.0 graus
0.27 260.5 graus

Solicitações Finais e Esforços Resistentes (tf e m)

Sec	M1dx	M2dx	Mdx	M1dy	M2dy	Mdy	NSd	MRdx	MRyTraço MRyTraço MRdy	
10	0.4	0.0	0.4	4.0	0.0	4.0	31	0.4	5.8	****
9	0.3	0.0	0.3	3.5	0.0	3.5	31	0.3	6.0	****
8	0.2	0.0	0.2	2.9	0.1	3.0	31	0.2	6.1	****
7	0.2	0.0	0.2	2.3	0.1	2.4	31	0.2	6.2	****
6	0.1	0.0	0.1	1.7	0.1	1.8	31	0.1	6.4	****
5	0.0	0.0	0.0	1.2	0.1	1.2	31	0.0	6.5	****
4	-0.1	0.0	-0.1	0.7	0.1	0.8	31	-0.1	6.5	****
3	-0.1	0.0	-0.1	0.7	0.0	0.8	31	-0.1	6.5	****
2	-0.2	0.0	-0.2	-0.9	0.0	-0.9	31	-0.2	6.2	****
1	-0.3	0.0	-0.3	-1.6	0.0	-1.6	31	-0.3	6.0	****
0	-0.3	0.0	-0.3	-2.3	0.0	-2.3	31	-0.3	5.9	****

NÃO HÁ RUPTURA

O PILAR É ESTÁVEL

X - X - X



Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-HAG-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
AGOSTO/17
Folha:
201

Projeto estrutural: Universidade Federal do ABC

Peça estrutural: Pilares 18x30

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarC

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO OBLÍQUA COMPOSTA
Pilar biarticulado com momentos aplicados nas extremidades.
Norma: NBR 6118/2007

TipoSeçãoRetangular

Número de vértices da poligonal da seção = $n_v = 4$
Número total de barras de aço = $n_{tot} = 4$
Bitola constante - Duplo eixo de simetria

4 barras de aço com área total = $A_{tot} = 8.00 \text{ cm}^2$
Área de uma só barra de aço = $A_{unit} = 2.00 \text{ cm}^2$

Coordenadas dos vértices da seção:

(0.00 0.00) (18.00 0.00) (18.00 30.00) (0.00 30.00)

Coordenadas dos centros das barras de aço:

(5.00 5.00) (13.00 5.00) (5.00 25.00) (13.00 25.00)

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS
 $f_{ck} = 0.30 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maC} = 1.40$
 $f_{yk} = 5.00 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{maS} = 1.15$

Módulo de elasticidade do aço $E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2$

CARREGAMENTO

Força normal aplicada no topo do pilar = $F_{dn} = 34.3 \text{ tf}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.x = $M1_{dxn} = 0.2 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado no topo do pilar, na dir.y = $M1_{dyn} = 0.3 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.x = $M1_{dx0} = -0.1 \text{ tf.m}$
Momento fletor aplicado na base do pilar, na dir.y = $M1_{dy0} = -0.1 \text{ tf.m}$

DADOS SOBRE O PILAR

Vão teórico do pilar = 500 cm
Índice de esbeltez $\lambda = 96$
Taxa geométrica de armadura $\rho = 1.48 \%$ Taxa mecânica de armadura $\omega = 0.35$
Fator devido à fluência na direção x = 1.34
Fator devido à fluência na direção y = 1.10
Tipo de imperfeição geométrica: Encurvamento do eixo do pilar
Relação $N_{Sg}/N_{Sk} = 0.90$
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

As solicitações foram majoradas por γ_{maN} , além de γ_{maF}



RESULTADOS

Força normal resistente máxima (sem momento): 132.0 tf
Reação vertical na base do pilar = F_{d0} = 35.24 tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção x = 0.05 tf
Reação horizontal na base do pilar, na direção y = 0.08 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção x = -0.05 tf
Reação horizontal no topo do pilar, na direção y = -0.08 tf

Deformada final (cm)

ydx(10) =	0.00	ydy(10) =	0.00	
ydx(9) =	0.18	ydy(9) =	0.09	206.0 graus
ydx(8) =	0.32	ydy(8) =	0.16	205.9 graus
ydx(7) =	0.43	ydy(7) =	0.21	205.9 graus
ydx(6) =	0.49	ydy(6) =	0.24	205.9 graus
ydx(5) =	0.50	ydy(5) =	0.25	206.2 graus
ydx(4) =	0.47	ydy(4) =	0.24	206.6 graus
ydx(3) =	0.40	ydy(3) =	0.21	207.4 graus
ydx(2) =	0.28	ydy(2) =	0.16	209.0 graus
ydx(1) =	0.13	ydy(1) =	0.09	214.6 graus
ydx(0) =	0.00	ydy(0) =	0.00	

Flechas sucessivas (cm)

0.42	211.6 graus
0.53	207.5 graus
0.56	206.2 graus

Solicitações Finais e Esforços Resistentes (tf e m)

Sec	M1dx	M2dx	Mdx	M1dy	M2dy	Mdy	NSd	MRdx	MRyTraço	MRyTraço	MRdy
10	0.4	0.0	0.4	0.7	0.0	0.7	34	0.4	5.9	****	
9	0.4	0.1	0.5	0.7	0.0	0.7	34	0.5	5.8	****	
8	0.4	0.1	0.5	0.7	0.1	0.8	34	0.5	5.6	****	
7	0.4	0.2	0.6	0.7	0.1	0.8	35	0.6	5.6	****	
6	0.4	0.2	0.6	0.7	0.1	0.8	35	0.6	5.5	****	
5	0.4	0.2	0.6	0.7	0.1	0.8	35	0.6	5.5	****	
4	0.4	0.2	0.6	0.7	0.1	0.8	35	0.6	5.5	****	
3	0.4	0.1	0.6	0.7	0.1	0.8	35	0.6	5.6	****	
2	0.4	0.1	0.5	0.7	0.1	0.8	35	0.5	5.7	****	
1	-0.4	0.0	-0.4	0.7	0.0	0.8	35	-0.4	6.0	****	
0	-0.4	0.0	-0.4	0.7	0.0	0.7	35	-0.4	5.9	****	

NÃO HÁ RUPTURA

O PILAR É ESTÁVEL

X - X - X



CARGAS NAS FUNDAÇÕES

CARGA NOS PILARES (tf)												
PILAR	Características					COBERTURA	DEPÓSITO COBERTURA	DEPÓSITO	2º PAV.	1º PAV.	Peso Próprio (tf)	Carga Total (tf)
	(cm)	x	(cm)	Área(m²)	Altura (m)							
P1	40	x	80	0.32	8.50				30.30		6.80	37.10
P2	40	x	80	0.32	8.50				35.10		6.80	41.90
P3	40	x	80	0.32	8.50				34.00		6.80	40.80
P4	40	x	80	0.32	8.50				34.30		6.80	41.10
P5	40	x	80	0.32	8.50				34.00		6.80	40.80
P6	40	x	80	0.32	8.50				35.10		6.80	41.90
P7	40	x	80	0.32	8.50				30.30		6.80	37.10
P8	40	x	40	0.16	8.50				66.80	32.50	3.40	102.70
P9	40	x	40	0.16	8.50				91.00	46.80	3.40	141.20
P10	40	x	40	0.16	8.50				109.00	50.90	3.40	163.30
P11	40	x	40	0.16	8.50				62.90	14.20	3.40	80.50
P12	40	x	40	0.16	8.50				82.30	31.10	3.40	116.80
P13	40	x	40	0.16	8.50				95.40	49.30	3.40	148.10
P14	40	x	40	0.16	8.50				65.90	31.70	3.40	101.00
P15	18	x	50	0.09	12.85		5.60	9.70	20.30	15.50	2.89	53.99
P16	18	x	30	0.05	15.75	1.70	5.50	11.80	1.20	2.00	2.13	24.33
P17	18	x	30	0.05	15.75	1.70	6.00	11.30	0.63	3.10	2.13	24.86
P18	18	x	50	0.09	15.75		5.40	8.80	13.70	8.90	3.54	40.34
P19	18	x	30	0.05	15.75	1.70	1.20	1.30	4.30	4.30	2.13	14.93
P20	18	x	30	0.05	15.75	1.70	1.80	1.30	6.10	5.40	2.13	18.43
P21	18	x	50	0.09	12.85		1.60	3.50	32.00	30.40	2.89	70.39
P22	18	x	50	0.13	15.75		1.40	3.00	36.40	27.60	4.96	73.36
P23	40	x	40	0.13	8.50				33.50	32.50	2.68	68.68
P24	40	x	40	0.13	8.50				57.90	46.80	2.68	107.38
P25	40	x	40	0.13	8.50				74.80	50.20	2.68	127.68
P26	40	x	40	0.13	8.50				45.50	27.00	2.68	75.18
P27	40	x	40	0.13	8.50				53.90	34.70	2.68	91.28
P28	40	x	40	0.13	8.50				61.30	48.60	2.68	112.58
P29	40	x	40	0.13	8.50				32.70	31.80	2.68	67.18

6.9. Blocos de fundação

Bloco BL1

Pilar 80 x 40 → apil = 80 cm ; 2 estacas W200 x 41,7 cap=50 ton cada

$$\varnothing_{est} = 48 \text{ cm} \rightarrow a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times 48 = 42,53 \text{ cm} \rightarrow a_0 = 0,5 \times 42,5 + 30 = 51,26 \text{ cm} \rightarrow \varnothing 25$$

L=160 cm ; h=100 cm ; d=94 cm

$$\text{Tg } \theta = \frac{94}{\frac{160}{2} - 80/4} = 1,57 \rightarrow \theta = 57,450^\circ$$

Compressão das bielas

$$\sigma_{cp} = \frac{1,4 \times 100 \times 100}{40 \times 80 \cdot \sin^2 57,45} = 6,15 \text{ Mpa} \leq 0,95 \times 1,4 \times \frac{30}{1,4} = 28,5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ce} = \frac{1,4 \times 100 \times 100}{2 \times \pi \times 48^2/4 \cdot \sin^2 57,45} = 5,45 \text{ Mpa} \leq 28,5 \text{ Mpa}$$

Armação

$$A_s = \frac{1,15 \times 1,4 \times 100 \times 160}{4 \times 94 \times 3,62} \times \left(1 - \frac{80}{2 \times 160}\right) = 14,20 \text{ cm}^2 (5\varnothing 25)$$

$$\left(\frac{A_{st}}{s}\right)_{\min, face} = 0,075 \times 60 = 4,5 \text{ cm}^2/\text{m} (\varnothing 10 \text{ c}/17)$$

Bloco BL2

Pilar 40 x 40 → apil = 40 cm ; 2 estacas W200 x 59 cap=75 ton cada

$$\varnothing_{est} = 48 \text{ cm} \rightarrow a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times 48 = 42,53 \text{ cm} \rightarrow a_0 = 0,5 \times 42,5 + 30 = 51,26 \text{ cm} \rightarrow \varnothing 25$$

L=160 cm ; h=100 cm ; d=94 cm

$$\text{Tg } \theta = \frac{94}{\frac{160}{2} - 40/4} = 1,343 \rightarrow \theta = 53,32^\circ$$

Compressão das bielas

$$\sigma_{cp} = \frac{1,4 \times 150 \times 100}{40 \times 40 \cdot \sin^2 53,32} = 20,41 \text{ Mpa} \leq 0,95 \times 1,4 \times \frac{30}{1,4} = 28,5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ce} = \frac{1,4 \times 150 \times 100}{2 \times \pi \times 48^2/4 \cdot \sin^2 53,32} = 9,02 \text{ Mpa} \leq 28,5 \text{ Mpa}$$

Armação

$$A_s = \frac{1,15 \times 1,4 \times 150 \times 160}{4 \times 94 \times 3,62} \times \left(1 - \frac{40}{2 \times 160}\right) = 24,84 \text{ cm}^2 (5\phi 25)$$

$$\left(\frac{A_{st}}{s}\right)_{\min, face} = 0,075 \times 60 = 4,5 \text{ cm}^2/m (\phi 10 \text{ c}/17)$$

Bloco BL4

Pilar 40 x 40 → apil = 40 cm ; 2 estacas W250 x 80 cap=100 ton cada

$$\phi_{est} = 57 \text{ cm} \rightarrow a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times 57 = 50,51 \text{ cm} \rightarrow a_0 = 0,5 \times 50,51 + 30 = 55,26 \text{ cm} \rightarrow \phi 25$$

L=160 cm ; h=100 cm ; d=94 cm

$$\text{Tg } \theta = \frac{94}{\frac{160}{2} - 40/4} = 1,343 \rightarrow \theta = 53,32^\circ$$

Compressão das bielas

$$\sigma_{cp} = \frac{1,4 \times 200 \times 100}{40 \times 40 \cdot \sin^2 53,32} = 27,2 \text{ Mpa} \leq 0,9 \times 1,4 \times \frac{30}{1,4} = 27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ce} = \frac{1,4 \times 200 \times 100}{2 \times \pi \times 57^2/4 \cdot \sin^2 53,23} = 8,54 \text{ Mpa} \leq 27 \text{ Mpa}$$

Armação Principal

$$A_s = \frac{1,15 \times 1,4 \times 200 \times 160}{4 \times 94 \times 3,62} \times \left(1 - \frac{40}{2 \times 160}\right) = 33,11 \text{ cm}^2 (7\phi 25)$$

Armação Lateral Face

$$\left(\frac{A_{st}}{s}\right)_{\min, face} = 0,075 \times 70 = 5,25 \text{ cm}^2/m (\phi 10 \text{ c}/15)$$

Estribos

$$0,5 \left(\frac{A_{st}}{s}\right)_{\min, face} = 0,5 \times 5,25 = 2,63 \text{ cm}^2/m$$



FACCIO ARQUITETURA

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO**

CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM-R02

**MEMORIAL DE CÁLCULO
ESTRUTURAS**

RESERVATÓRIO

MAIO / 2017



Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
MAIO/17
Folha:
2

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	3
2. CRITÉRIOS DE PROJETO	3
3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	3
3.1. Concreto estrutural.....	3
3.2. Aços	3
4. SOFTWARES UTILIZADOS.....	4
5. FORMAS.....	4
6. CÁLCULO ESTRUTURAL.....	6
6.1. Cargas	7
6.2. Esquema Estático, Carregamentos e Esforços (Processamento).....	8
6.3. Dimensionamento da Laje de Cobertura	15
6.4. Dimensionamento das Vigas	17
6.5. Dimensionamento dos Pilares	21
6.6. Dimensionamento das Paredes.....	23
6.7. Dimensionamento dos Blocos de Fundação BL1 (6x) - 1 estaca metálica W200x41,7	34

1. INTRODUÇÃO

O objetivo do presente documento é apresentar o cálculo das estruturas de concreto armado das edificações da Universidade Federal do ABC – Câmpus São Bernardo do Campo – Bloco Reservatório.

2. CRITÉRIOS DE PROJETO

NORMAS E REGULAMENTOS

NBR 6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento;
NBR 6120/1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações
NBR 6123/1988 – Forças Devidas a Ventos nas Edificações;
NBR 8681/2003 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

CAA II - Moderada

PESOS ESPECÍFICOS CONSIDERADOS

Peso Específico do Concreto: $\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$
Peso Específico do Solo: $\gamma_s = 19,0 \text{ kN/m}^3$
Peso Específico da Água: $\gamma_a = 10,0 \text{ kN/m}^3$

3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

3.1. Concreto estrutural

Infra-estrutura (estacas)	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidade	$E = 21,3 \text{ GPa}$
Pilares, blocos de fundação, vigas e lajes	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidade	$E = 26,8 \text{ GPa}$
Coeficiente de Dilatação Térmica	$1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Cobrimento das armaduras das lajes	2,5 cm
Cobrimento das armaduras dos demais elementos	3,0 cm

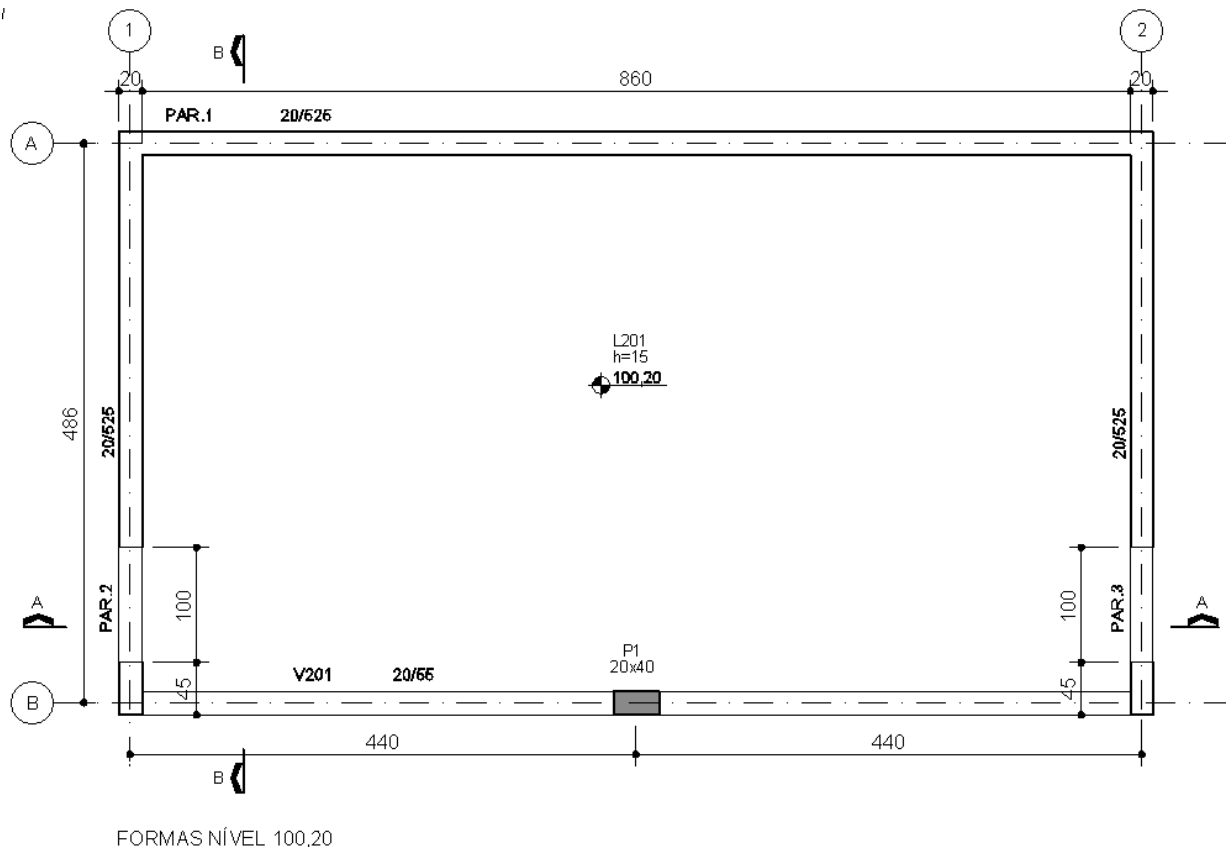
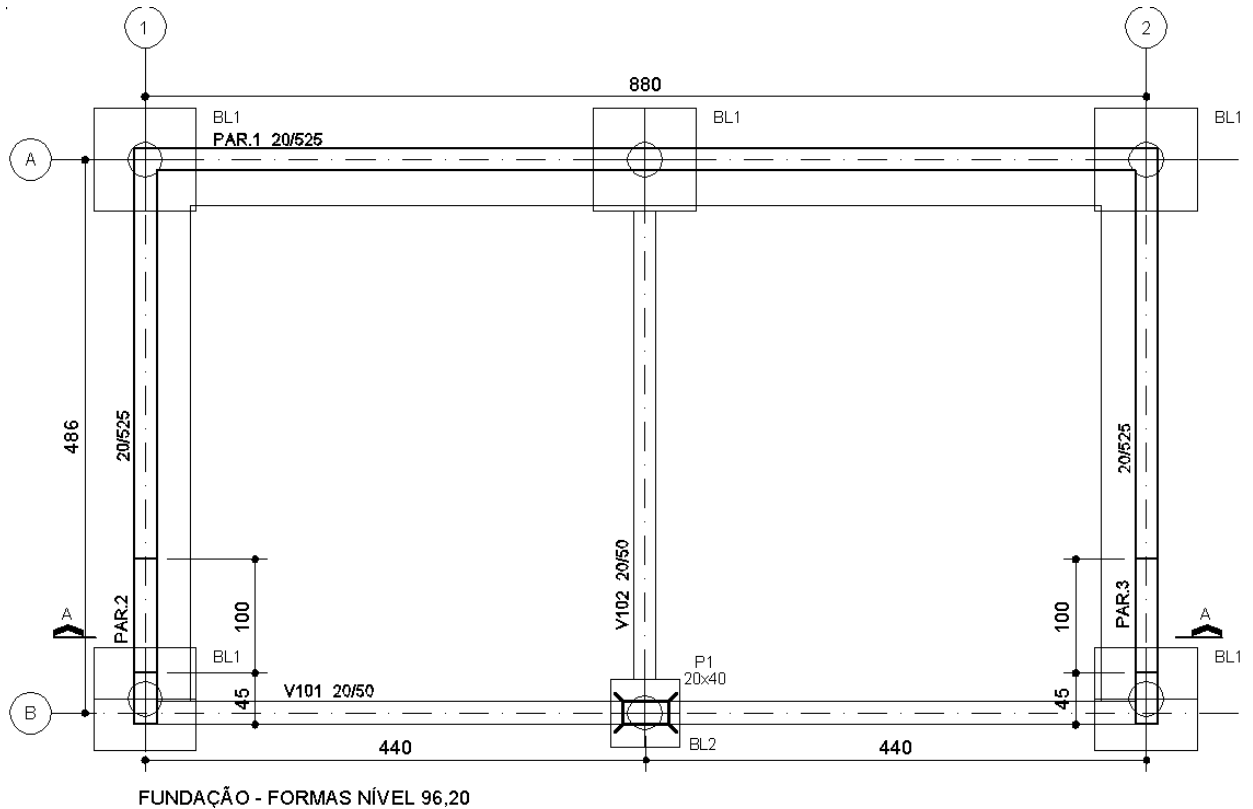
3.2. Aços

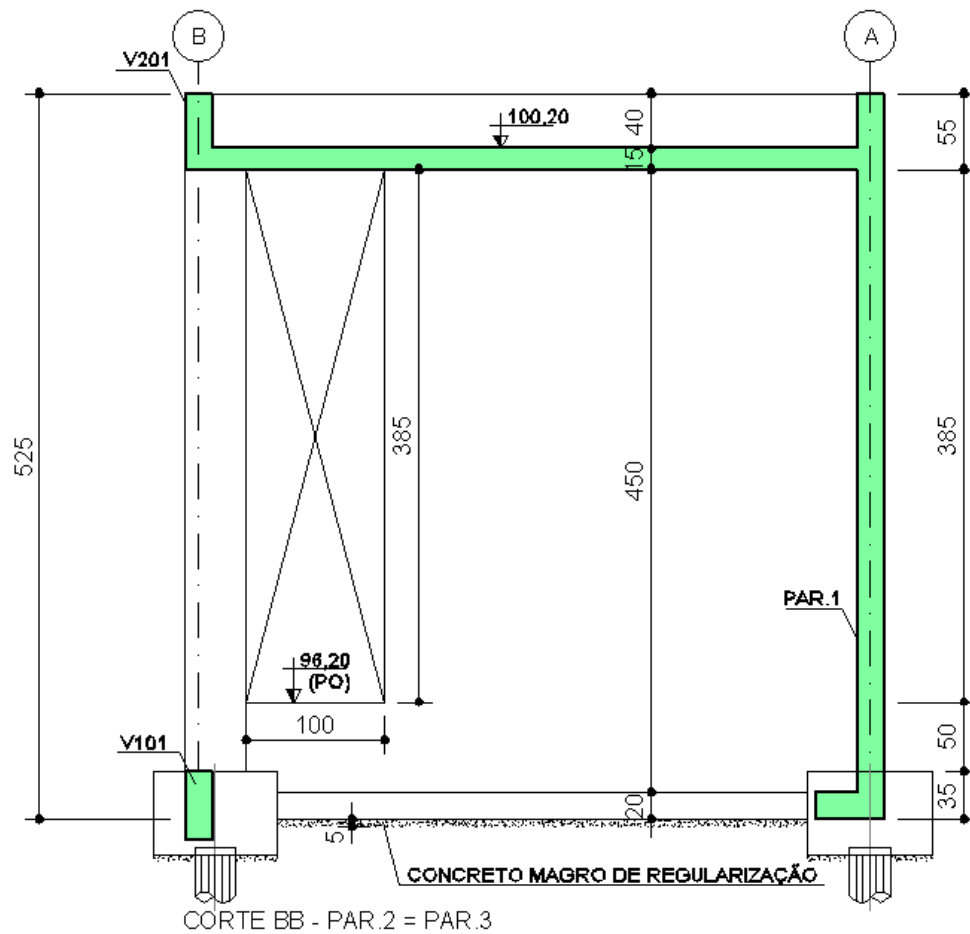
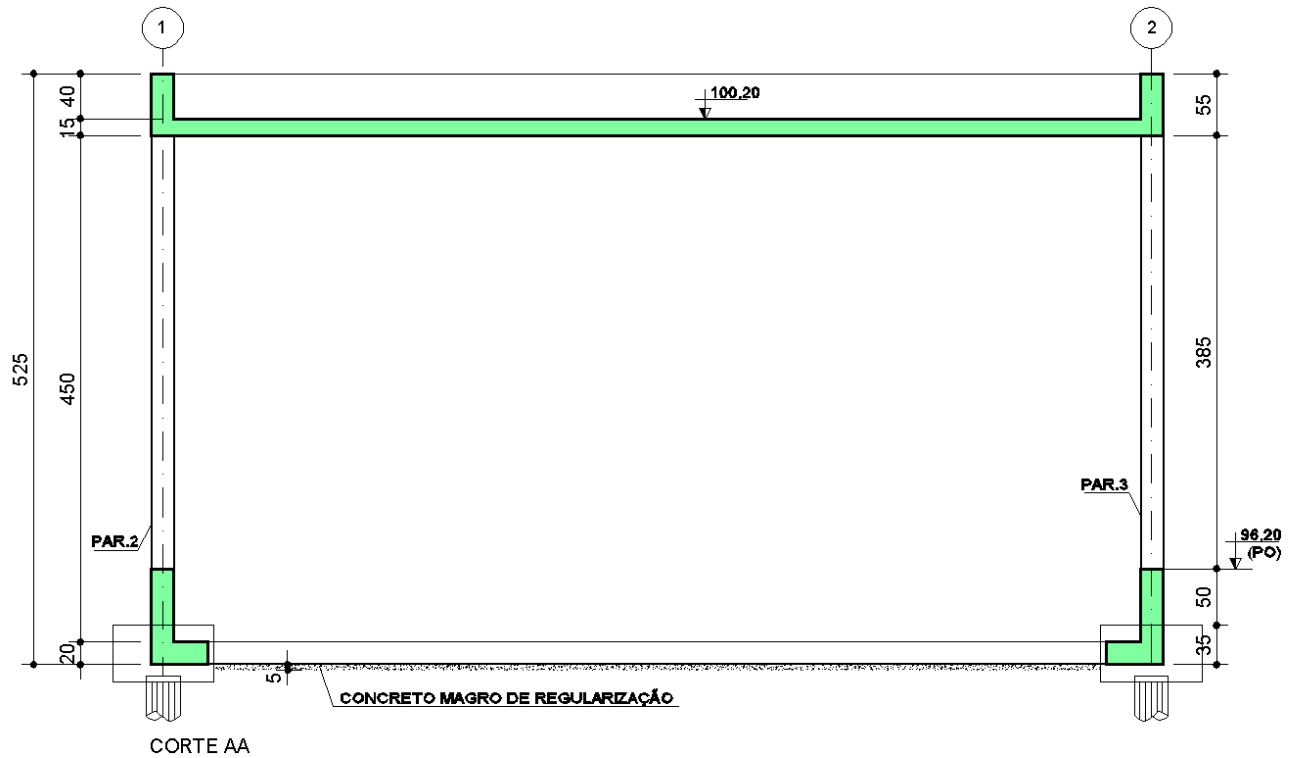
CA-50 (Alta aderência)	$f_{yk} \geq 500 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidade	$E = 210 \text{ GPa}$

4. SOFTWARES UTILIZADOS

Structural Analysis Programs - STRAP – Versão 12.5.

5. FORMAS





6. CÁLCULO ESTRUTURAL

COMBINAÇÃO DE CARREGAMENTOS UTILIZADA

Combinação de Carregamentos

F_{gk} = Cargas Permanentes

$F_{\epsilon gk}$ = Retração

F_{qk} = Sobrecarga Útil

F_{wk} = Vento

$F_{\epsilon k}$ = Variação de Temperatura

ESTADO LIMITE ÚLTIMO (E.L.U)

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\epsilon g} \cdot F_{\epsilon gk} + \psi_0 \cdot \gamma_{qk} \cdot F_{qk} + \psi_w \cdot \gamma_{wk} \cdot F_{wk} + \psi_0 \cdot \gamma_{\epsilon k} \cdot F_{\epsilon k}$$

CP	Retração		S/C		Vento		Temp.	
γ_g	ψ_0	γ_{gk}	ψ_0	γ_{qk}	ψ_w	γ_{wk}	ψ_0	$\gamma_{\epsilon k}$
1,4	1	1,2	1	1,4	0,6	1,4	0,6	1,2
1,4	1	1,2	0,8	1,4	1	1,4	0,6	1,2
1,4	1	1,2	0,8	1,4	0,6	1,4	1	1,2

ESTADO LIMITE SERVIÇO (E.L.S)

Combinação Quase Permanente - ψ_2

Combinação Frequente - ψ_1

Combinação Rara

$$F_d = F_{gk} + F_{\epsilon gk} + \psi_i \cdot F_{qk} + \psi_i \cdot F_{wk} + \psi_i \cdot F_{\epsilon k}$$

S/C		Vento		Temp.	
ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2
0,6	0,4	0,3	0	0,5	0,3



6.1. Cargas

Peso próprio viga = $0,20 \times 0,55 \times 2,50 = 0,275 \text{ tf/m}$;
Peso próprio viga = $0,20 \times 0,50 \times 2,50 = 0,250 \text{ tf/m}$;
Terra nas vigas baldrame = $2 \times (0,5 \times 1 \times 1,9) / 2 = 0,95 \text{ tf/m}$;
Paredes = $0,325 \times 4,5 = 1,125 \text{ tf/m}$;
Sobrecarga nos baldrames = $0,3 \times (0,5 \times 2) = 0,3 \text{ tf/m}$;
Carregamento total nas vigas baldrame = $2,625 \text{ tf/m}$

Peso próprio lajes = $0,15 \times 2,50 = 0,375 \text{ tf/m}^2$
Sobrecarga = $0,300 \text{ tf/m}^2$
Revest + imperm + forro = $0,150 \text{ tf/m}^2$
Carregamento total nas lajes = $0,825 \text{ tf/m}^2$

As cargas nas bases dos pilares são provenientes das cargas permanentes e sobrecargas do devido pavimento, segundo a norma NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações.

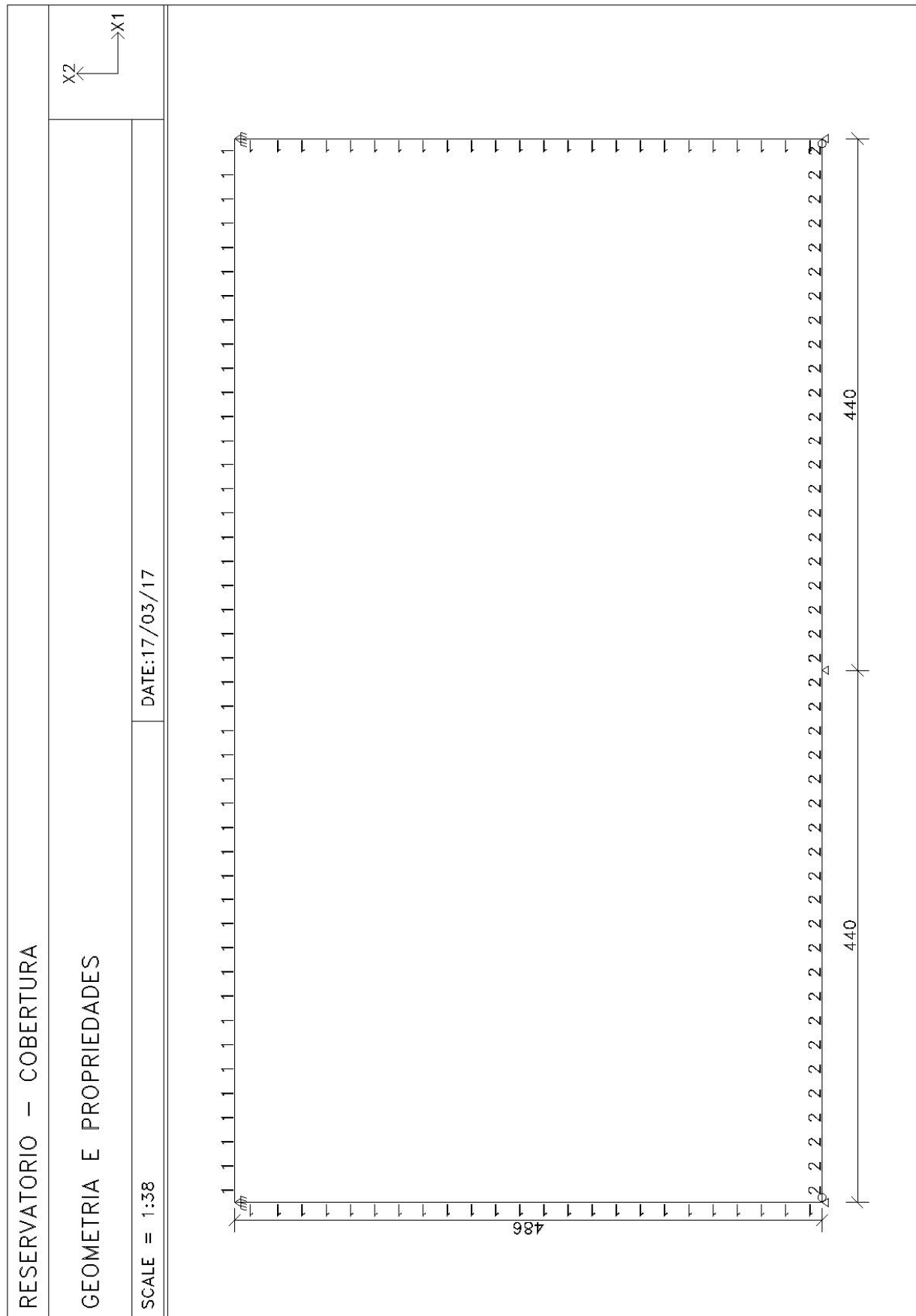


Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
MAIO/17
Folha:
8

6.2. Esquema Estático, Carregamentos e Esforços (Processamento)





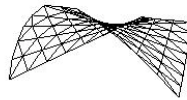
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
MAIO/17
Folha:
9

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

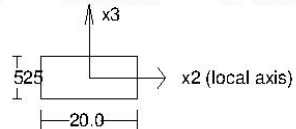
RESERVATORIO - COBERTURA
PROPRIÉDADES
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Page: 1
Date:

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

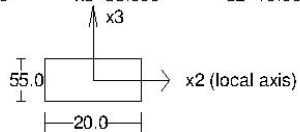
PROPERTY NO. 1

A=0.1050E+05 I2=0.2412E+09 I3=0.3500E+06 J=0.1366E+07 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=1090.00 SF3=0.850
h2=20.000 h3=525.000 e2=10.000 e3=262.500



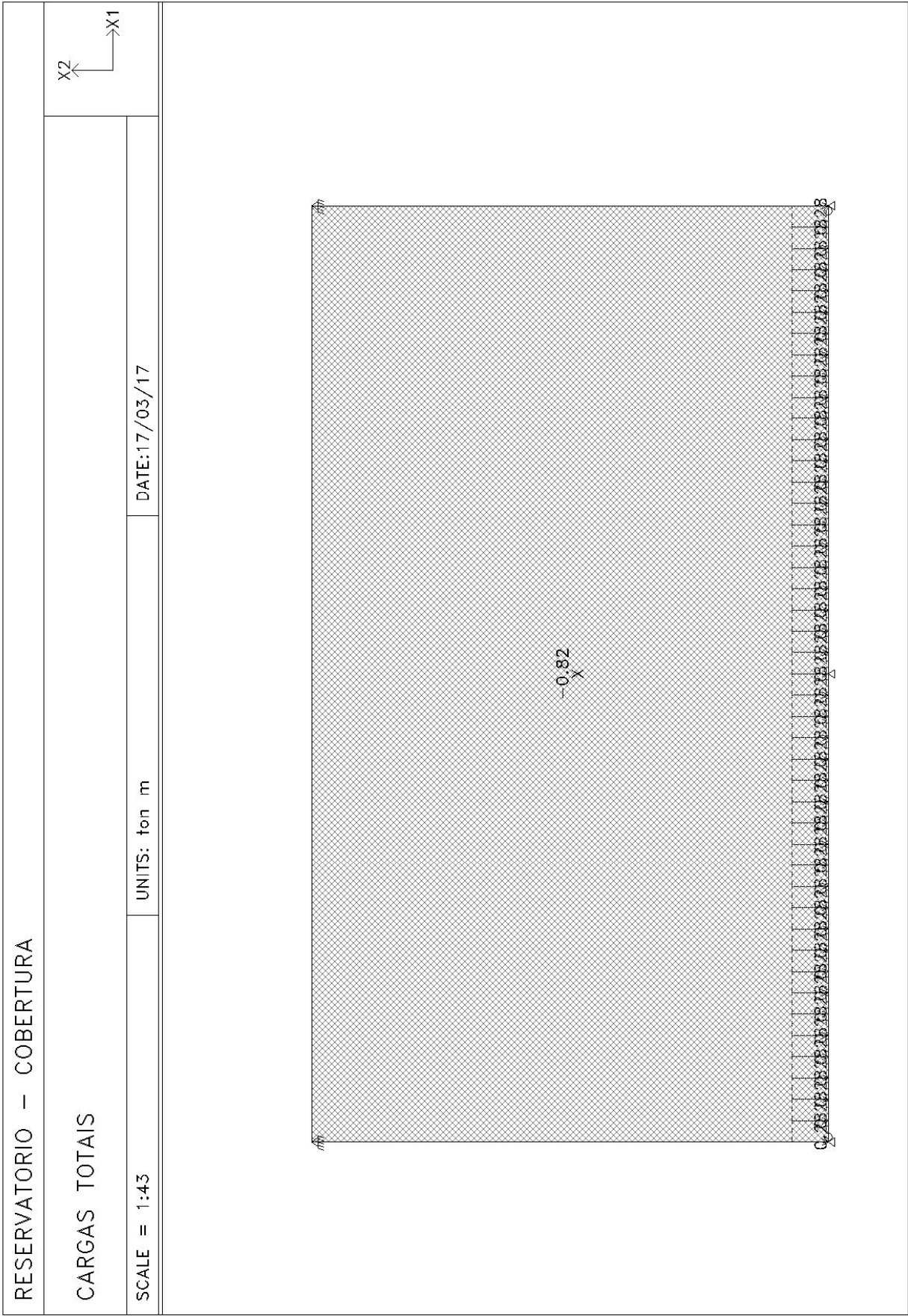
PROPERTY NO. 2

A=0.1100E+04 I2=0.2773E+06 I3=0.3667E+05 J=0.1131E+06 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=150.000 SF3=0.850
h2=20.000 h3=55.000 e2=10.000 e3=27.500



PROPERTY NO. 3

Thickness = 15.000
Material = 1 - C30 SF3=0.000





Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM

Revisão:
02

Data:
MAIO/17

Folha:
11

Strap 12.5.00

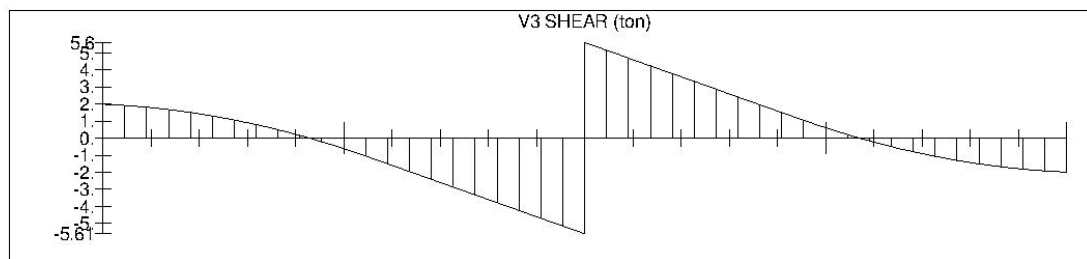
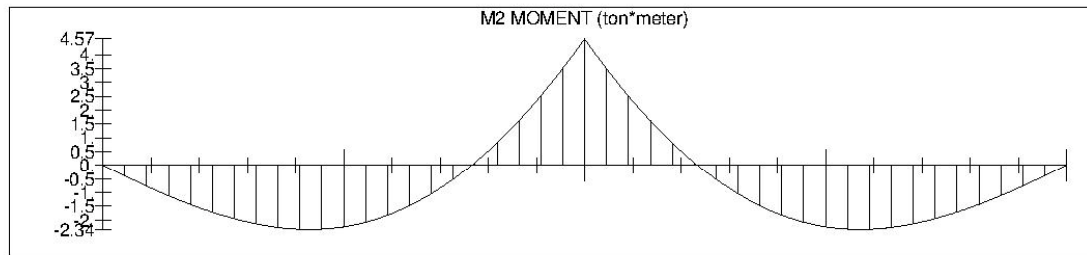
*** For demonstration purposes only ***

RESERVATORIO - COBERTURA
PROPRIEDADES
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Date:

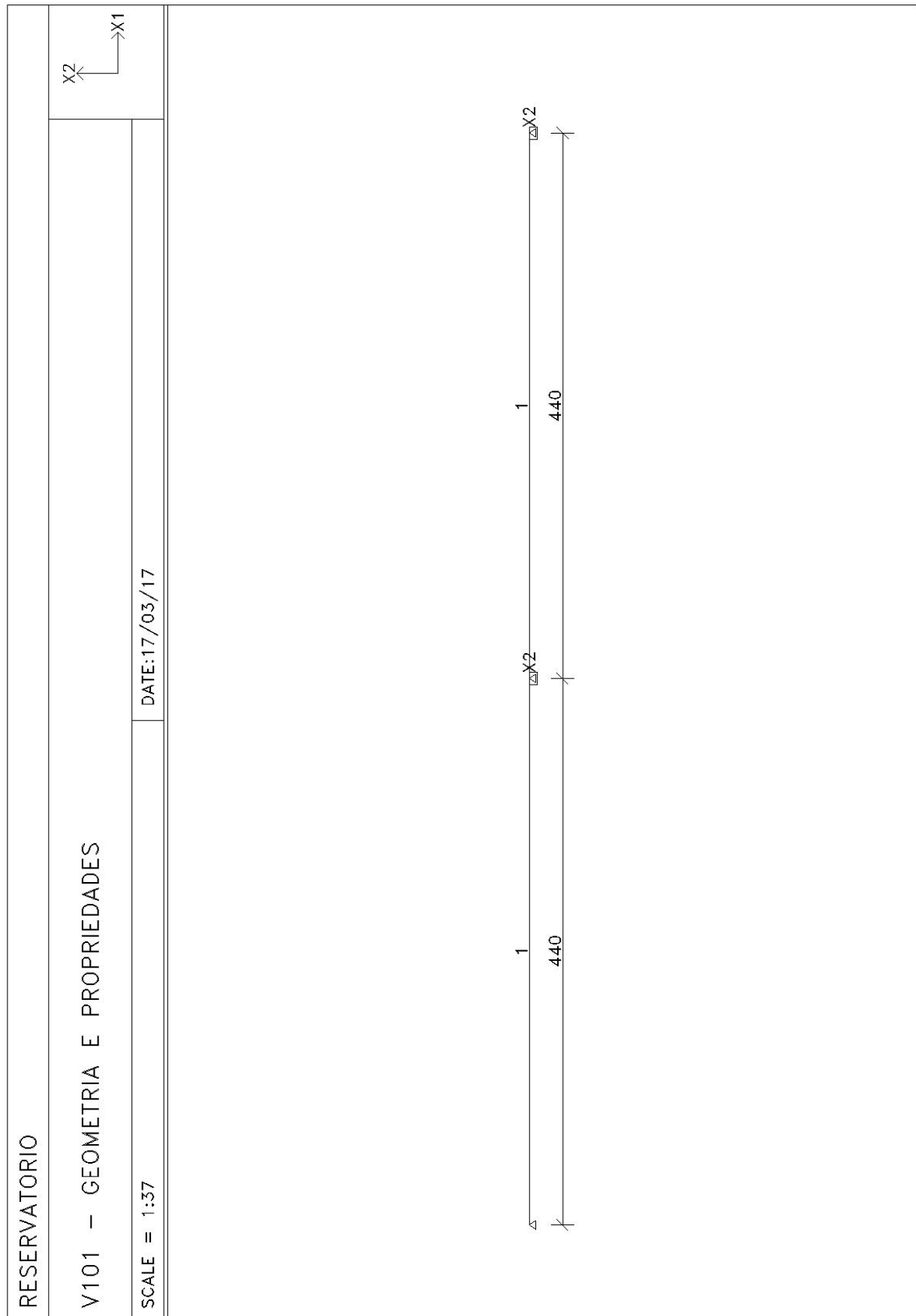
RESULTS FOR BEAM NO. 1 - 1192 L=8.8

LOAD NO. 1 CARGAS TOTAIS





PROCESSAMENTO V101:





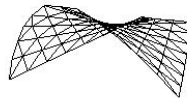
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
MAIO/17
Folha:
13

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

RESERVATORIO

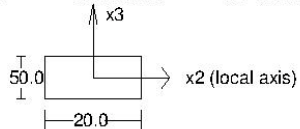
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Page: 1
Date:

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

PROPERTY NO. 1

A=0.1000E+04 I2=0.2083E+06 I3=0.3333E+05 J=0.9981E+05 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=140.000 SF3=0.850
h2=20.000 h3=50.000 e2=10.000 e3=25.000

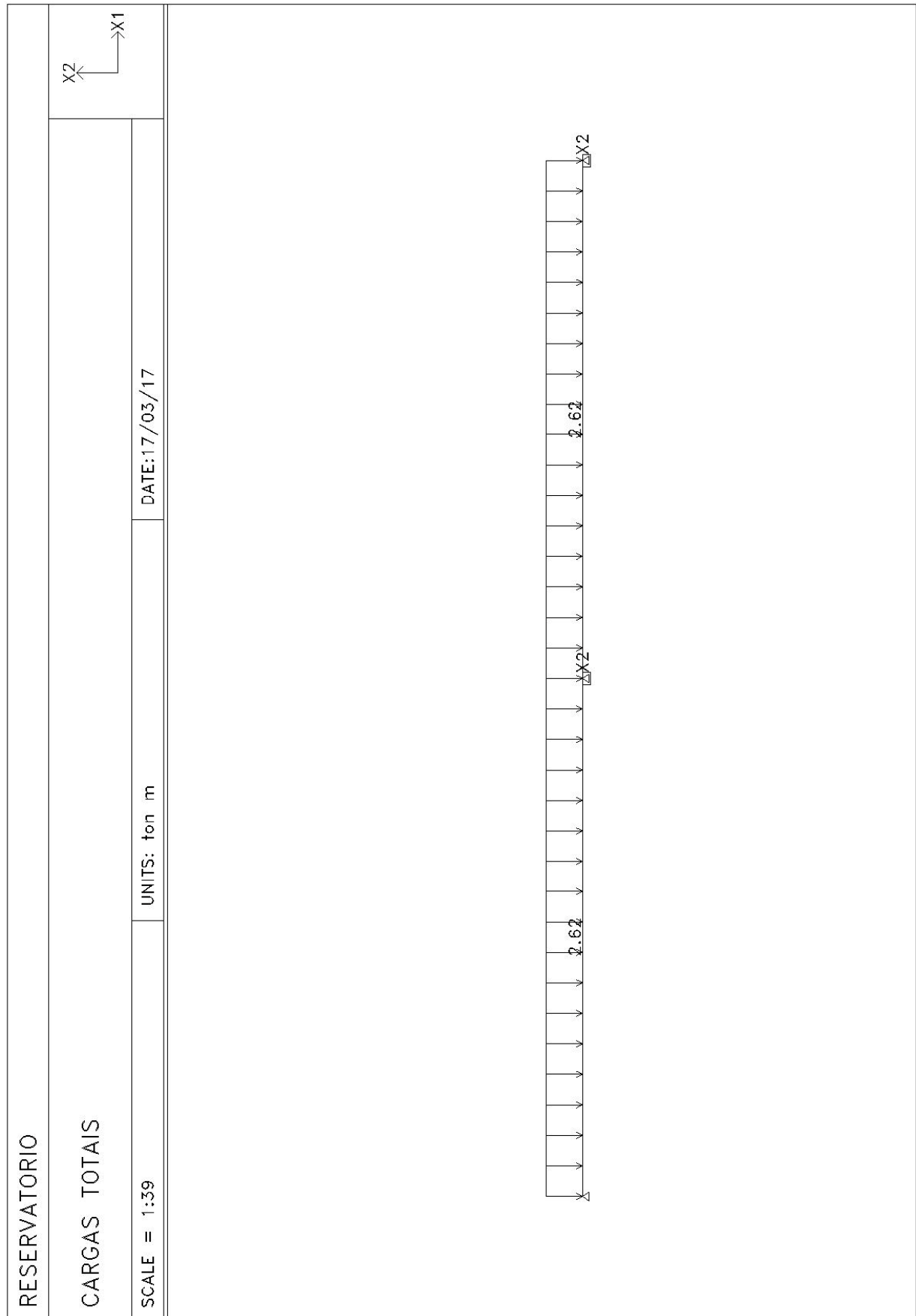




Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
MAIO/17
Folha:
14



Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

RESERVATORIO

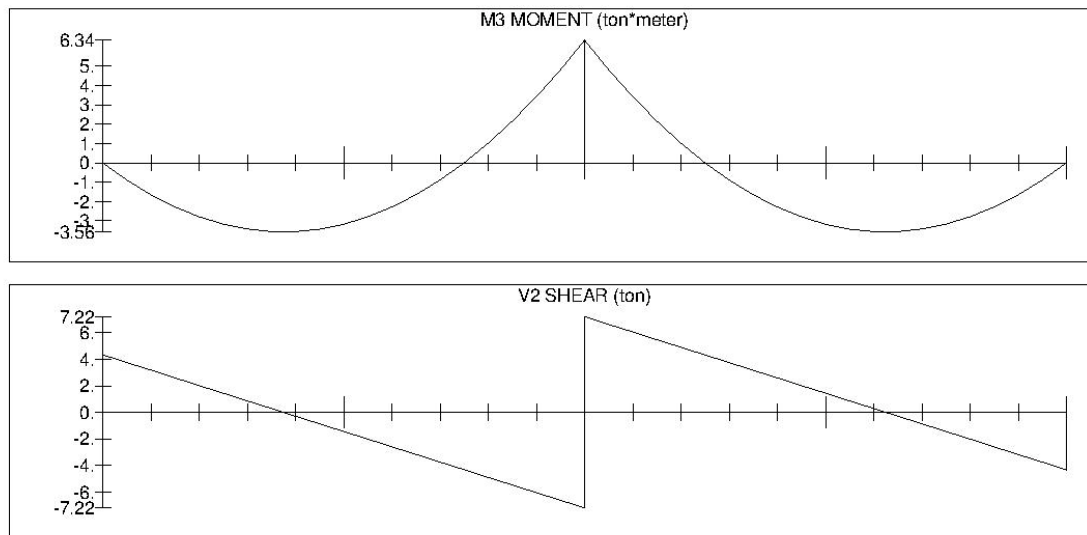
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Page: 2

Date:

RESULTS FOR BEAM NO. 3 - 2 L=8.8

LOAD NO. 1 CARGAS TOTAIS



6.3. Dimensionamento da Laje de Cobertura

Esforços

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x}$$

$$\begin{aligned} l_y &= 880 \text{ cm} & \alpha_x &= 10,7 \\ l_x &= 486 \text{ cm} & \alpha_y &= 23,5 \\ \lambda &= 1,81 < 2,00 & -\beta_x &= 0,0 \\ & & -\beta_y &= 0,0 \end{aligned}$$

Laje armada em duas direções

$$M = \frac{p \cdot l_x^2}{\alpha}$$

$$\begin{aligned} p &= 0,83 \text{ tf/m}^2 & M_x &= 1,82 \text{ tfm} \\ l_x &= 486 \text{ cm} & M_y &= 0,83 \text{ tfm} \\ & & -M_{\beta x} &= - \text{ tfm} \\ & & -M_{\beta y} &= - \text{ tfm} \end{aligned}$$

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838,4$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,00$ MPa
 Seção $b = 100,00$ cm
 $h = 15,00$ cm
 $d = 10,80$ cm
 $d' = 4,20$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_{g+qk} (tf.m)	M_d (tf.m)	A_s cal (cm ²)	ϕ (mm)	A_s efetivo (cm ²)	Adotado
Mxm	1,82	2,55	5,80	10,00	7,85	Ø 10mm c/10cm
Mym	0,83	1,16	2,54	10,00	3,93	Ø 10mm c/20cm

$$A_{s \text{ mín}} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
Mxm	1,82	3,08	4637	237,11	0,10	0,06	0,30	Wkmax > wk ok!!
Mym	0,83	1,98	2649	215,97	0,08	0,10	0,30	Wkmax > wk ok!!

Verificação de Flecha:

$$f_g + f_q = \frac{0,525 \times 4,86^4 \times 100}{0,5 \times 2683841 \times 0,15^3 \times 9,3} + \frac{0,3 \times 4,86^4 \times 100}{2683841 \times 0,15^3 \times 15,4} = 0,695 + 0,199 = 0,894 \text{ cm}$$

$$0,894 \text{ cm} = \frac{L}{544} < \frac{L}{300} \rightarrow Ok!$$

6.4. Dimensionamento das Vigas

V101

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 20,00$ cm $b_f = 20,00$ cm
 $h = 50,00$ cm
 $d = 40,00$ cm
 $d' = 10,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	4,07	5,49	3,32	12,50	3	3,68	3 Ø 12,5 mm
APOIO	5,36	7,23	4,45	12,50	4	4,91	4 Ø 12,5 mm

$$A_{s\text{ min}} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	4,07	9,39	32511	299,84	0,20	0,27	0,30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	5,36	11,10	4198	293,91	0,19	0,21	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_{gk} (tf)	V_{qk} (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
MÁX	7,22	0,00	10,11	3,16	2,015	6,30	26,91	15,0	4,2	Ø 6,3mm c/15cm

$$V_{co} = 6,95 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{min}} = 2,3172 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(Foi utilizado coeficiente de redistribuição de esforços de 85%)

V102

Cargas totais = $2,625 - 1,125 = 1,5$ tf/m (não há paredes)

$M_f = 1,5 \times 4,86^2/8 = 4,43$ tf.m

$V = 1,5 \times 4,86/2 = 3,65$ tf

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 20,00$ cm $b_f = 20,00$ cm
 $h = 50,00$ cm
 $d = 40,00$ cm
 $d' = 10,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)		M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	4,43		5,98	3,64	12,50	4	4,91	4 Ø 12,5 mm

$$A_{s\text{ mín}} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	4,43	10,62	41139	247,53	0,13	0,17	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_k (tf)		V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
MÁX	3,65		5,11	-1,84	-	6,30	26,91	15,0	4,2	Ø 6,3mm c/15cm

$$V_{co} = 6,95 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{mín}} = 2,3172 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(Foi utilizado coeficiente de redistribuição de esforços de 85%)

V201

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 20,00$ cm $b_f = 20,00$ cm
 $h = 55,00$ cm
 $d = 45,00$ cm
 $d' = 10,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_k (tf.m)		M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	2,70		3,65	1,91	12,50	2	2,45	2 Ø 12,5 mm
APOIO	3,88		5,24	2,78	12,50	4	4,91	4 Ø 12,5 mm

$$A_{s\text{ mín}} = 1,65 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
VÃO	2,70	8,39	29677	260,65	0,15	0,34	0,30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	3,88	12,33	53490	185,45	0,08	0,13	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_{gk} (tf)	V_{qk} (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
MÁX	5,61	0,00	7,85	0,03	0,019	6,30	26,91	15,0	4,2	Ø 6,3mm c/15cm

$$V_{co} = 7,82 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{mín}} = 2,3172 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(Foi utilizado coeficiente de redistribuição de esforços de 85%)

ABA INFERIOR DAS PAREDES:

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 20,00$ cm $b_f = 20,00$ cm
 $h = 50,00$ cm
 $d = 42,50$ cm
 $d' = 7,50$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_{gk} (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	10,77	15,08	9,40	20,00	4	12,57	4 Ø 20 mm
APOIO	14,38	20,13	13,43	20,00	5	15,71	5 Ø 20 mm

$$A_{s\text{ mín}} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	10,77	16,11	96352	230,82	0,19	0,26	0,30	Wkmax > wk ok!!
APOIO	14,38	18,75	113274	235,91	0,20	0,22	0,30	Wkmax > wk ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_{gk} (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	19,20	26,88	19,49	11,710	10,00	13,41	12,5	12,6	Ø 10mm c/12,5cm

$$V_{co} = 7,39 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{mín}} = 2,3172 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(Foi utilizado coeficiente de redistribuição de esforços de 85%)



6.5. Dimensionamento dos Pilares

Projeto estrutural: Universidade Federal do ABC

Peça estrutural: Reservatório - Pilar

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa DimRo

FLEXÃO NORMAL COMPOSTA - DIMENSIONAMENTO

Norma: NBR 6118/2007

SEÇÃO RETANGULAR

Largura b da seção = 20,0 cm
Altura total h da seção = 40,0 cm
Distância d linha = 5,0 cm

Armadura distribuída com dupla simetria
Bitola constante Espaçamento vertical uniforme

Número de barras da camada 1 = 2
Número de barras da camada 2 = 2
Número de barras da camada 3 = 2

Características dos materiais:
 $f_{ck} = 0,30 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{mC} = 1,40$
 $f_{yk} = 5,00 \text{ tf/cm}^2$ $\gamma_{mS} = 1,15$

Módulo de elasticidade do aço $E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2$

Esforços solicitantes de cálculo:
 $N_d = 17,1 \text{ tf}$ $M_d = 0,0 \text{ tf.m}$

RESULTADOS:

Armadura total necessária = $A_{stot} = 0,00 \text{ cm}^2$

Area de aço total mínima = $3,20 \text{ cm}^2$
Braço de alavanca z : não se define.

x - x - x



Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM	Data: MAIO/17
	Revisão: 02	Folha: 22

Projeto da estrutura: Universidade Federal do ABC

Peça: Pilar - Reservatório

Autor do projeto: Paulo Cavalcanti

Programa PilarA

VERIFICAÇÃO DE PILAR A FLEXÃO NORMAL COMPOSTA

Pilar biarticulado com momentos aplicados nas extremidades - Seções usuais

Norma: NBR 6118/2007

SEÇÃO RETANGULAR

Largura b da seção = 20,0 cm
Distância d linha = 5,0 cm

Altura total h da seção = 40,0 cm

Armadura distribuída - Bitola constante
Duplo eixo de simetria

6 barras de aço com área total = 7,50 cm²
Área de uma só barra = 1,25 cm²

Número de camadas de barras de aço = n_{linha} = 3
Número de barras de aço da primeira camada = 2

DADOS RELATIVOS AOS MATERIAIS:

f_{ck} = 0,30 tf/cm² γ_{maC} = 1,40
 f_{yk} = 5,00 tf/cm² γ_{maS} = 1,15
Módulo de elasticidade do aço E_s = 2100 tf/cm²

CARREGAMENTO

Valor de cálculo da força vertical aplicada no topo do pilar: 16 tf
Momento aplicado na extremidade superior = 0,0 tf.m
Momento aplicado na extremidade inferior = 0,0 tf.m

DADOS SOBRE O PILAR:

Vão teórico do pilar = 520 cm
Índice de esbeltez = λ = 90
Taxa de armadura ρ = 0,94 % Taxa mecânica ω = 0,22
Coeficiente ϕ de fluência = 2,00
Tipo de imperfeição geométrica: Desvio de prumo
Relação N_{Sg}/N_{Sk} = 0,90
Número de trechos em que o pilar foi dividido = 10
As seções do pilar são numeradas de baixo para cima, de zero a n_{div} (n. de divisões)

RESULTADOS:

Força normal resistente máxima (sem momento): 177,2 tf
Reação vertical na base do pilar = F_{d0} = 17,16 tf
Reação horizontal na base do pilar = R_{Zero} = 0,07 tf
Reação horizontal no topo do pilar = R_n = -0,07 tf
Fator majorador de momento de 1. ordem, devido à fluência: Fator = 1,02
Flechas sucessivas na iteração, em cm: -0,06 -0,06

DEFORMADA FINAL (cm):

$y_{dj}(10)$ = 0,00
 $y_{dj}(9)$ = -0,02
 $y_{dj}(8)$ = -0,04
 $y_{dj}(7)$ = -0,05
 $y_{dj}(6)$ = -0,05

$$\begin{aligned} y_{dj}(5) &= -0,06 \\ y_{dj}(4) &= -0,06 \\ y_{dj}(3) &= -0,05 \\ y_{dj}(2) &= -0,04 \\ y_{dj}(1) &= -0,02 \\ y_{dj}(0) &= 0,00 \end{aligned}$$

SOLICITAÇÕES FINAIS (tf e m)

Seção	M1d	M2d	Md	NSd	MRd	MRdInv
10	0,4	0,0	0,4	16	7,5	-7,5
9	-0,4	0,0	-0,4	16	7,5	-7,5
8	-0,4	0,0	-0,4	16	7,6	-7,6
7	-0,4	0,0	-0,4	16	7,6	-7,6
6	-0,4	0,0	-0,4	16	7,6	-7,6
5	-0,4	0,0	-0,5	16	7,6	-7,6
4	-0,4	0,0	-0,5	17	7,6	-7,6
3	-0,5	0,0	-0,5	17	7,7	-7,7
2	-0,5	0,0	-0,5	17	7,7	-7,7
1	-0,5	0,0	-0,5	17	7,7	-7,7
0	0,5	0,0	0,5	17	7,7	-7,7

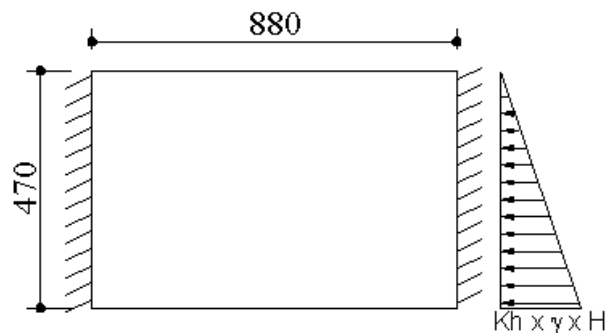
O PILAR É ESTÁVEL.

NÃO HÁ RUPTURA

x - x - x

6.6.Dimensionamento das Paredes

PAR.1



Esforços:

$\lambda = L_y/L_x = 880/470 = 1,87 < 2$, logo, será armada em duas direções.

Momentos fletores:

$$M = \frac{\mu \times p \times l_x^2}{100}, \quad \text{sendo } L_x = 470 \text{ cm}; \quad p = 0,5 \times 1,9 \times (4,7 - 0,6) = 3,895 \text{ tf/m};$$

$$\mu_x = 4,42 \quad \mu_y = 1,80; \quad \mu'_y = 6,12; \quad (\text{tabela 15 – Libânio Pinheiro})$$

Portanto, para 1m de laje, tem-se:

$$M_x = 3,80 \text{ tf.m}; \quad M_y = 1,55 \text{ tf.m}; \quad M'_y = 5,27 \text{ tf.m};$$

Reação na aba inferior da parede:

$$10,51 \times 3,13/4,7 = 7 \text{ tf/m}$$

Dimensionamento:

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838,4$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,00$ MPa
 Seção $b = 100,00$ cm
 $h = 20,00$ cm
 $d = 15,00$ cm
 $d' = 5,00$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_{g+qk} (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	$A_{s\text{ efetivo}}$ (cm ²)	Adotado
X	3,80	5,32	8,77	12,50	9,82	Ø 12,5mm c/12,5cm
Y	1,55	2,17	3,42	10,00	5,24	Ø 10mm c/15cm
-Y	5,27	7,38	12,57	10,0/12,5	13,67	Ø 10+Ø12,5mm c/15

$$A_{s\text{ mín}} = 3,00 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk _{máx} (mm)	Verificação
X	3,80	4,09	11424	283,87	0,18	0,11	0,30	Wkmax > wk ok!!
Y	1,55	2,76	6838	217,05	0,08	0,08	0,30	Wkmax > wk ok!!
-Y	5,27	5,00	14859	277,63	0,14	0,05	0,30	Wkmax > wk ok!!

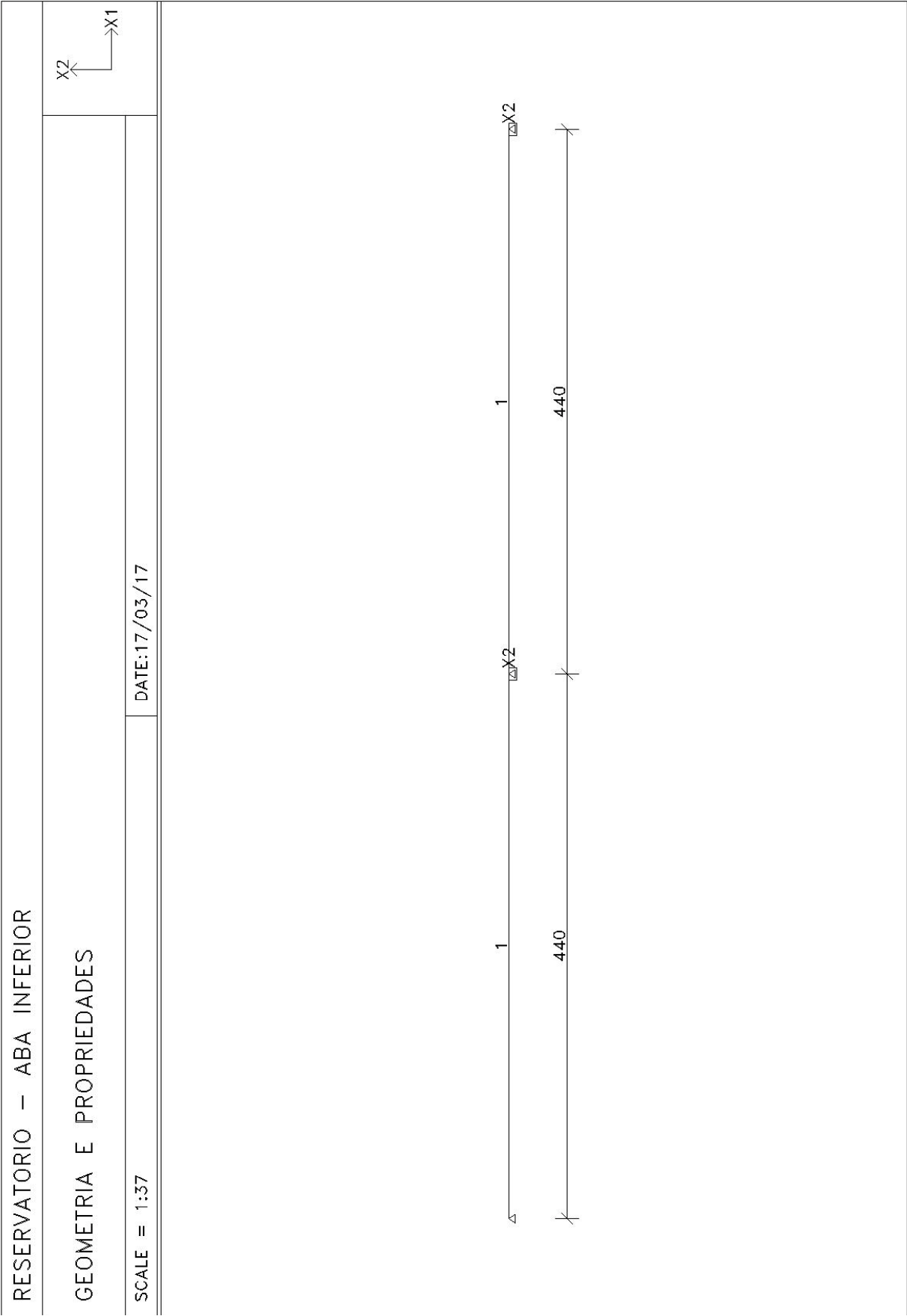
ABA INFERIOR DA PAR.1

Reação na aba inferior da parede:

$$10,51 \times 3,13/4,7 = 7\text{tf/m}$$



Esforços (Processamento):





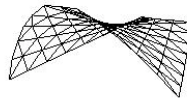
Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
MAIO/17
Folha:
26

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

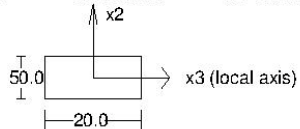
RESERVATORIO - ABA INFERIOR
PROPRIEDADES
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Page: 1
Date:

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

PROPERTY NO. 1

A=0.1000E+04 I2=0.3333E+05 I3=0.2083E+06 J=0.9981E+05 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=140.000 SF3=0.850
h2=50.000 h3=20.000 e2=25.000 e3=10.000

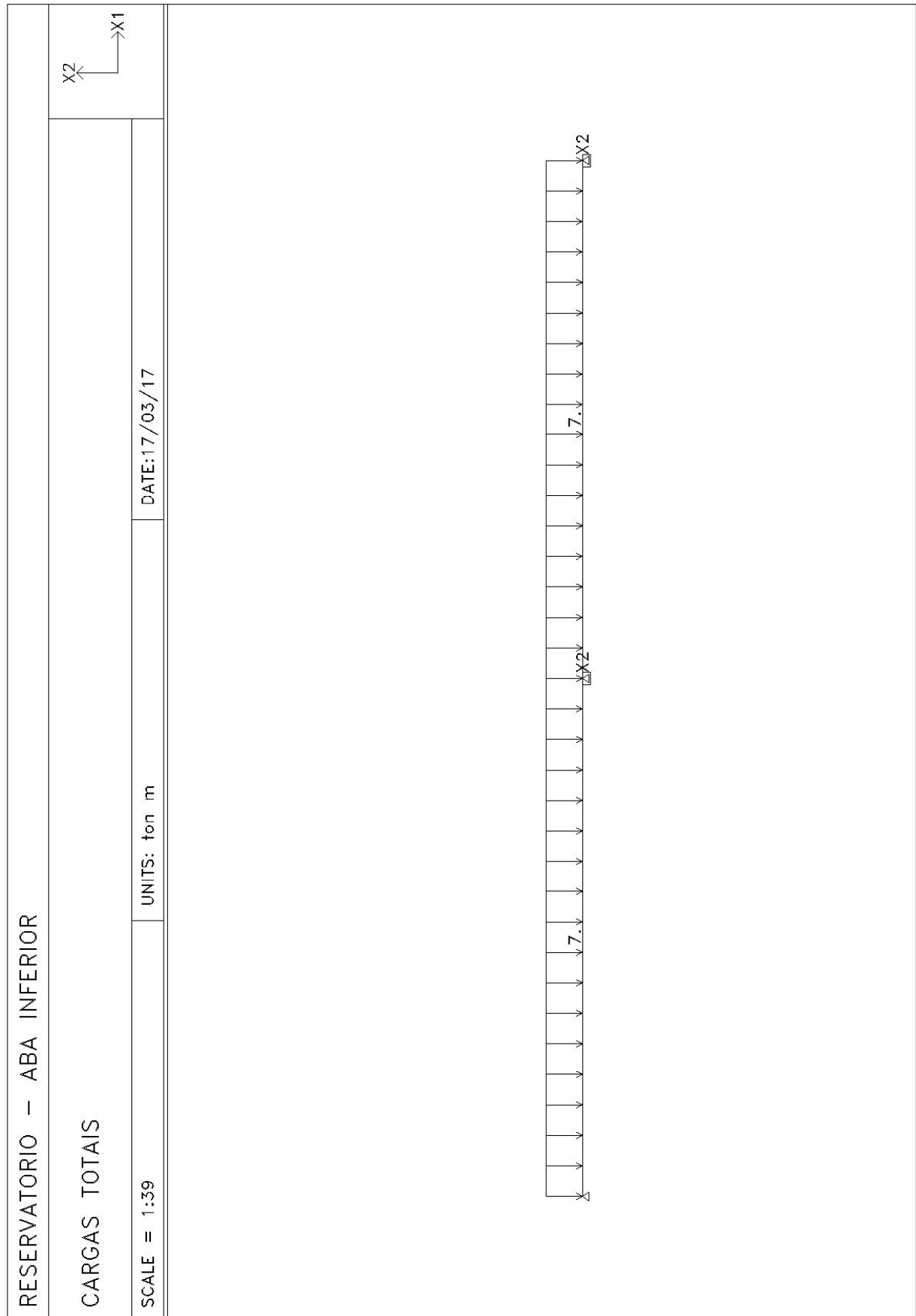




Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
MAIO/17
Folha:
27

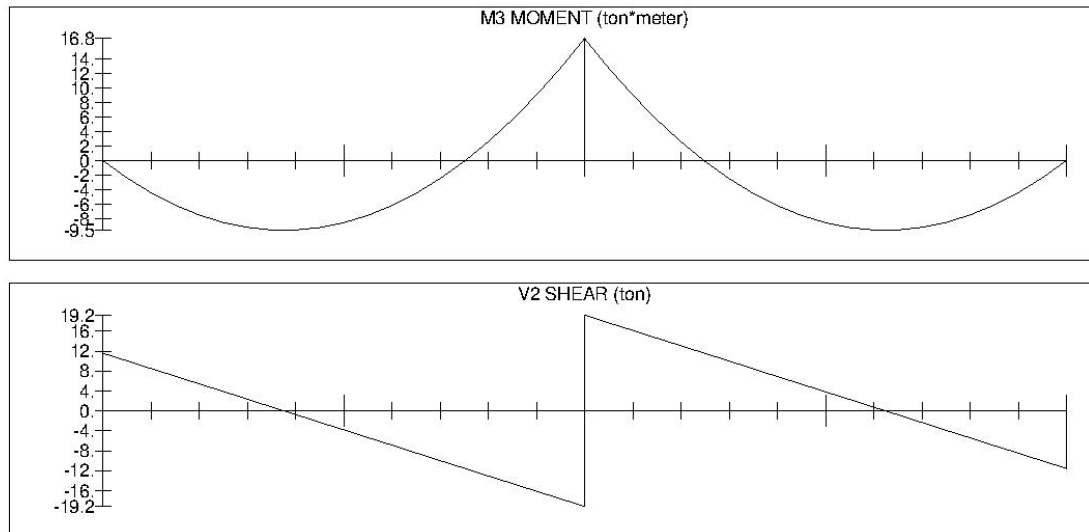


RESERVATORIO - ABA INFERIOR
ESFORÇOS
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Page: 2
Date:

RESULTS FOR BEAM NO. 3 - 2 L=8.8

LOAD NO. 1 CARGAS TOTAIS



Dimensionamento:

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 20,00$ cm $b_f = 20,00$ cm
 $h = 50,00$ cm
 $d = 42,50$ cm
 $d' = 7,50$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_{gk} (tf.m)	M_d (tf.m)	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	$A_{s\text{ efet}}$ (cm ²)	Adotado
VÃO	10,76	15,06	9,39	20,00	4	12,57	4 Ø 20 mm
APOIO	14,28	19,99	13,30	20,00	5	15,71	5 Ø 20 mm

$$A_{s\text{ mín}} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$wk1$ (mm)	$wk2$ (mm)	$wk_{\text{máx}}$ (mm)	Verificação
VÃO	10,76	16,11	96352	230,61	0,19	0,26	0,30	$Wk_{\text{max}} > wk$ ok!!
APOIO	14,28	18,75	118274	234,27	0,19	0,22	0,30	$Wk_{\text{max}} > wk$ ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

No Ramos: 2

Seção	V_{gk} (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	$(A_s/S)_{\text{cal}}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{\text{efet}}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	19,20	26,88	19,49	11,710	10,00	13,41	12,5	12,6	Ø 10mm c/12,5cm

$$V_{co} = 7,39 \text{ tf} \quad A_{s/S\text{ mín}} = 2,3172 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(Foi utilizado coeficiente de redistribuição de esforços de 85%)



Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM
Revisão:
02

Data:
MAIO/17
Folha:
29

ABA INFERIOR DA PAR.2

Reação na aba inferior da parede:

Parede carregada pela metade, em 3,5 m de parede:

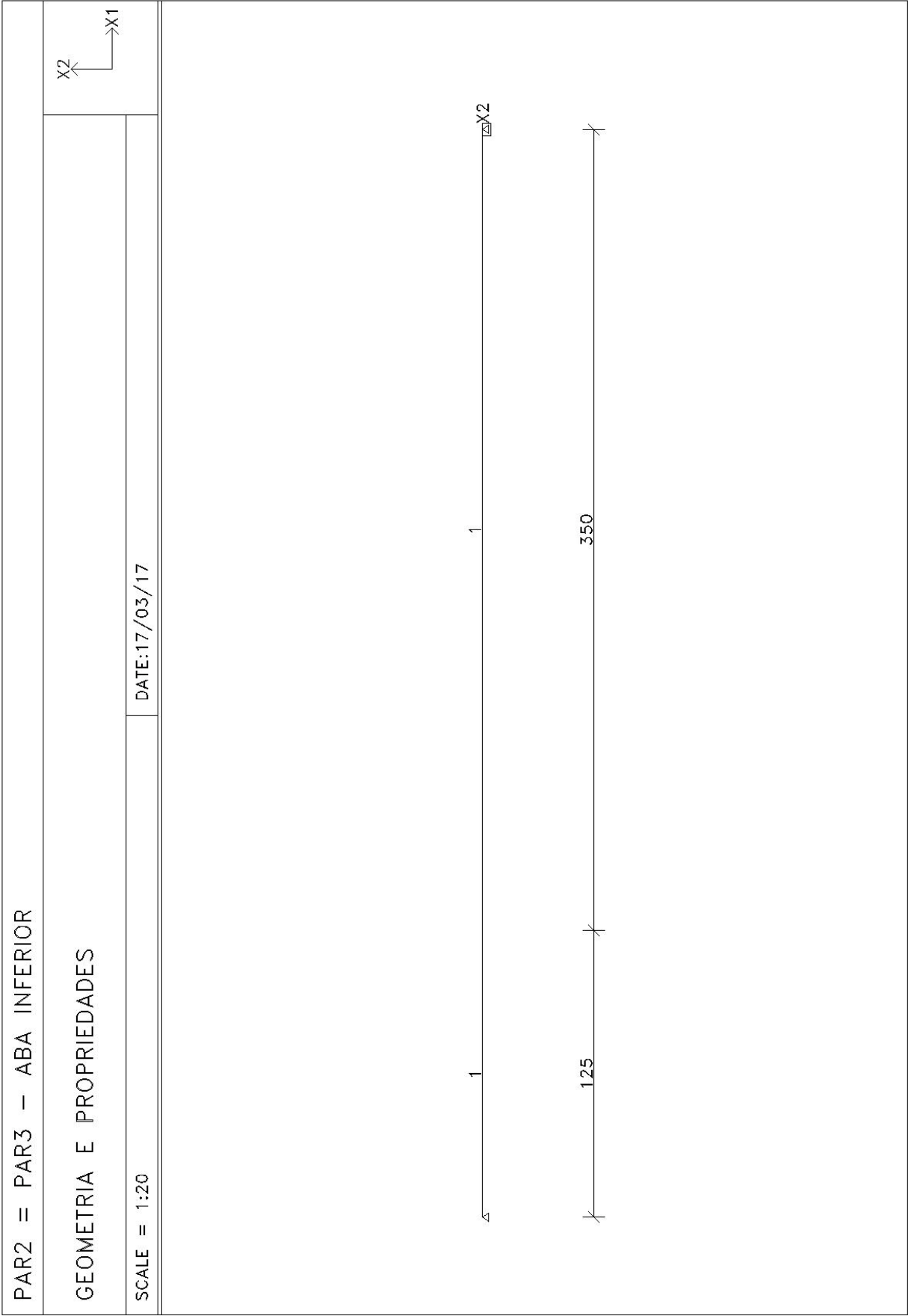
$$\text{Carga} = 1,9 \times 0,5 \times 4,7^2/4 = 5,25 \text{ tf/m}$$

$$\text{Para a aba inferior} = 5,25 \times 2/3 = 3,5 \text{ tf/m}$$



Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código: CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM	Data: MAIO/17
	Revisão: 02	Folha: 30

Esforços (Processamento):





Assunto:
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC
CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO

Código:
CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM

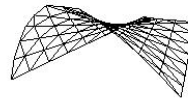
Revisão:
02

Data:
MAIO/17

Folha:
31

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



USA AGENT
ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
3314 WEST RANCE TERRACE
CHICAGO, IL 60645-3831
PHONE: 847-677-1945
FAX: 847-677-3456
E-MAIL: strap@atir.com

Strap 12.5.00

*** For demonstration purposes only ***

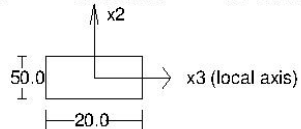
PAR2 = PAR3 - ABA INFERIOR
PROPRIEDADES
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Page: 1
Date:

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

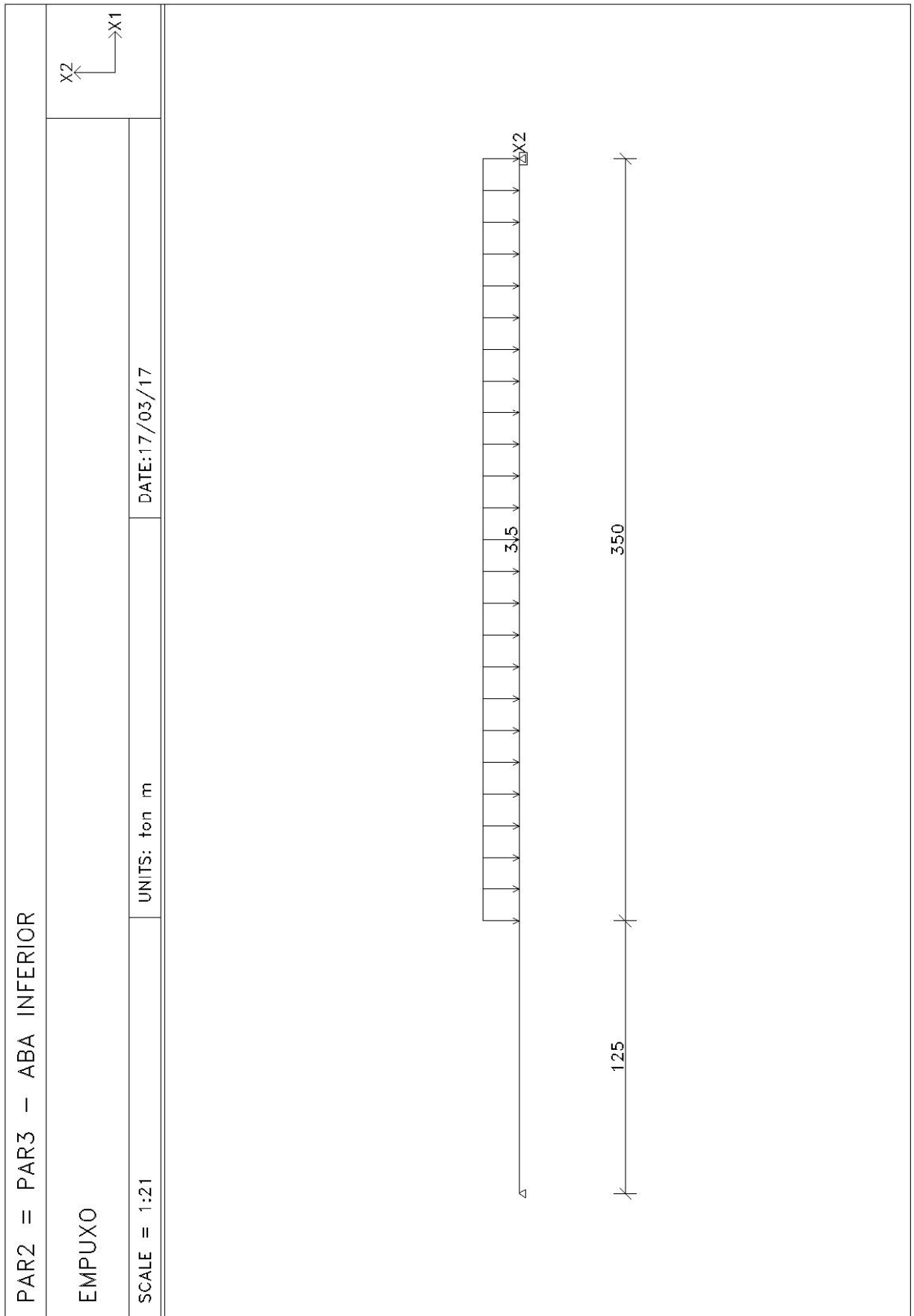
PROPERTY NO. 1

A=0.1000E+04 I2=0.3333E+05 I3=0.2083E+06 J=0.9981E+05 SF2=0.850
Material = 1 - C30 Perimeter=140.000 SF3=0.850
h2=50.000 h3=20.000 e2=25.000 e3=10.000





Assunto: MEMORIAL DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO UNIVERSIDADE FEDERAL DO ABC CÂMPUS SÃO BERNARDO DO CAMPO	Código:	CSB-PE-EST-RES-MCL-ARM	Data:	MAIO/17
	Revisão:		Folha:	
		02	32	



Strap 12.5.00

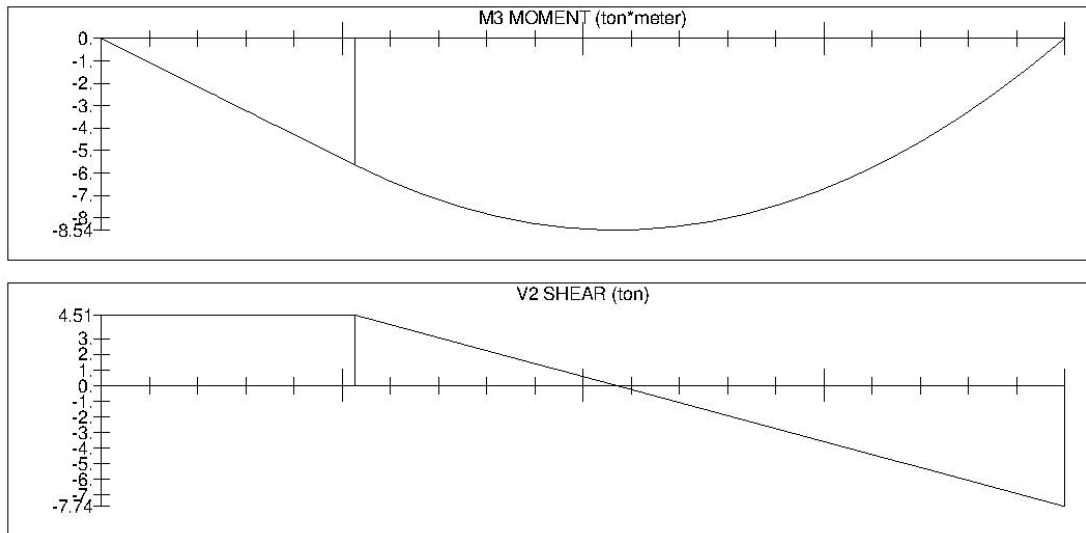
*** For demonstration purposes only ***

PAR2 = PAR3 - ABA INFERIOR
ESFORÇOS
Prepared by: PAULO CAVALCANTI

Date:

RESULTS FOR BEAM NO. 1 - 2 L=4.75

LOAD NO. 1 EMPUXO



Dimensionamento:

Concreto $f_{ck} = 30,00$ MPa Aço CA 50
 $E_{cs} = 26838$ MPa $E_s = 210000$ MPa Aço $f_{yt} = 500,0$ MPa
 Seção $b_w = 20,00$ cm $b_f = 20,00$ cm
 $h = 50,00$ cm
 $d = 42,50$ cm
 $d' = 7,50$ cm

Armadura longitudinal (Flexão)

Seção	M_{gk} (tf.m)	M_d (tf.m)	A_s cal (cm ²)	ϕ (mm)	Nº Barras	A_s efet (cm ²)	Adotado
VÃO	8,54	11,96	7,20	20,00	3	9,42	3 Ø 20 mm

$$A_{s \text{ mín}} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Verificação a fissuração

Seção	M_d (tf.m)	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$wk1$ (mm)	$wk2$ (mm)	$wk_{máx}$ (mm)	Verificação
VÃO	8,54	14,40	78136	240,34	0,20	0,35	0,30	$Wk_{max} > wk$ ok!!

Armadura transversal (Cisalhamento)

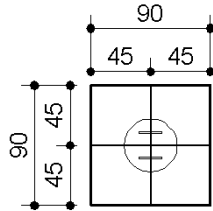
No Ramos: 2

Seção	V_{gk} (tf)	V_d (tf)	V_s (tf)	(A_s/S) cal (cm ² /m)	ϕ (mm)	S_{calc} (cm)	S_{adot} (cm)	$(A_s/S)_{efet}$ (cm ² /m)	Adotado
VÃO	7,74	10,84	3,45	2,072	8,00	43,39	12,5	8,0	Ø 8mm c/12,5cm

$$V_{co} = 7,39 \text{ tf} \quad A_s/S_{\text{mín}} = 2,3172 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(Foi utilizado coeficiente de redistribuição de esforços de 85%)

6.7. Dimensionamento dos Blocos de Fundação BL1 (6x) - 1 estaca metálica W200x41,7

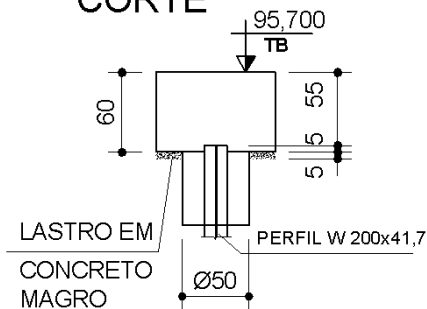


Verificação de esmagamento do concreto.

Cabeça das estacas □ 50 cm;

Capacidade de carga $P_k = 50 \text{ tf}$;

CORTE



$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$;

$$\sigma_{Estaca} = \frac{50 \times 1,4}{\pi \times 0,5^2} = 356,5 \text{ tf} / \text{m}^2 = 3,57 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 30 / 1,4 = 21,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Estaca} \leq f_{cd} \therefore \text{OK!}$$

(Bloco de uma estaca – carga diretamente transferida para a estaca).