

**ESTRUCTURA DE FUNDACIÓN PARA LOCAL 16.5 X 6 EN PLANTA
OSMOSIS**

MEMORIA DE CÁLCULO



TOMAS TRUJILLO LEZAMA
INGENIERO CIVIL ESTRUCTURAL

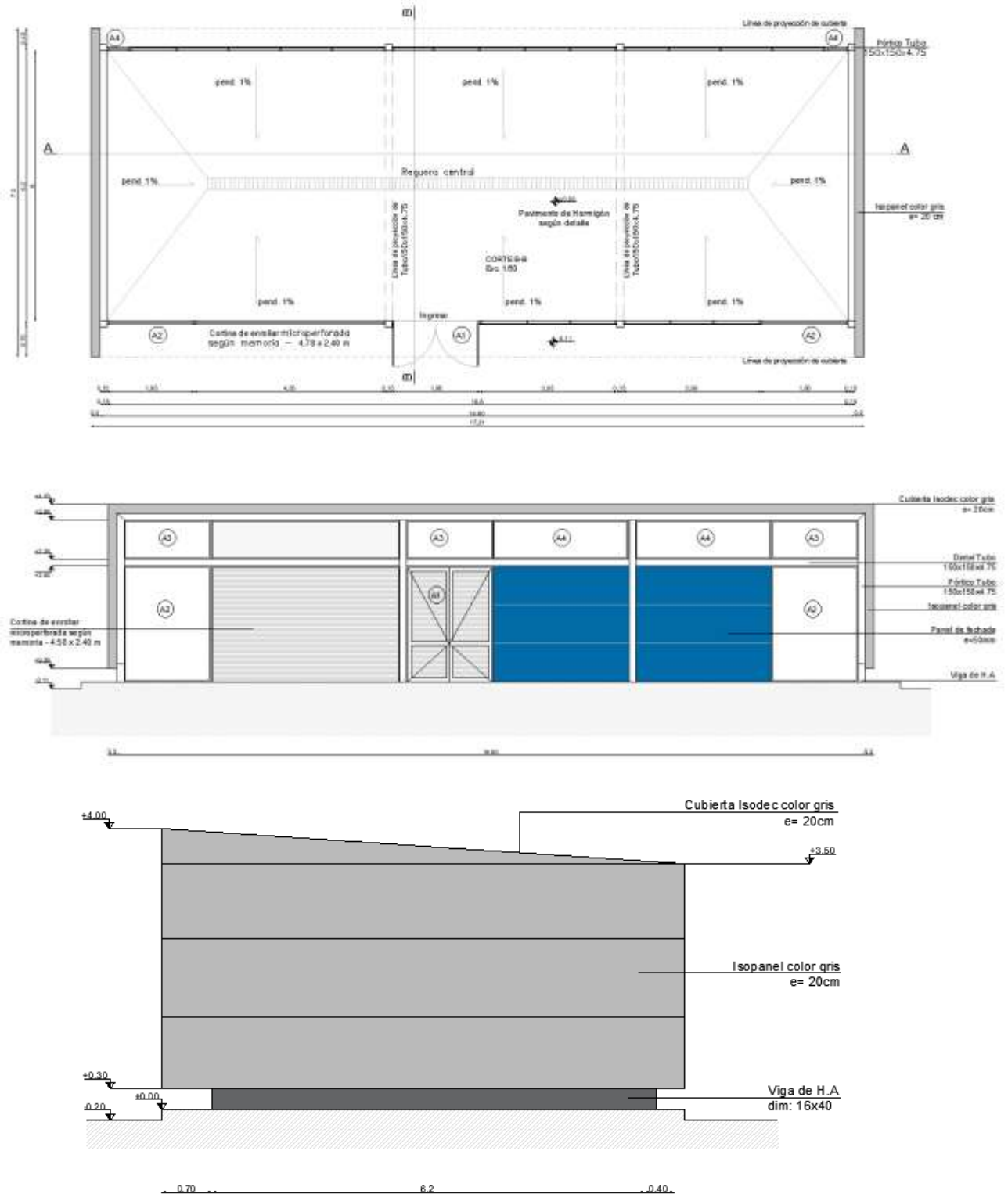
A. Fernández Alambarri – T. Trujillo – INGENIEROS CIVILES ESTRUCTURALES
www.ftingenieria.com.uy - email : trujillo.tomas@gmail.com

FECHA: JULIO 2023

REV.02 – VERIF ESTRUCTURAS.METALICAS

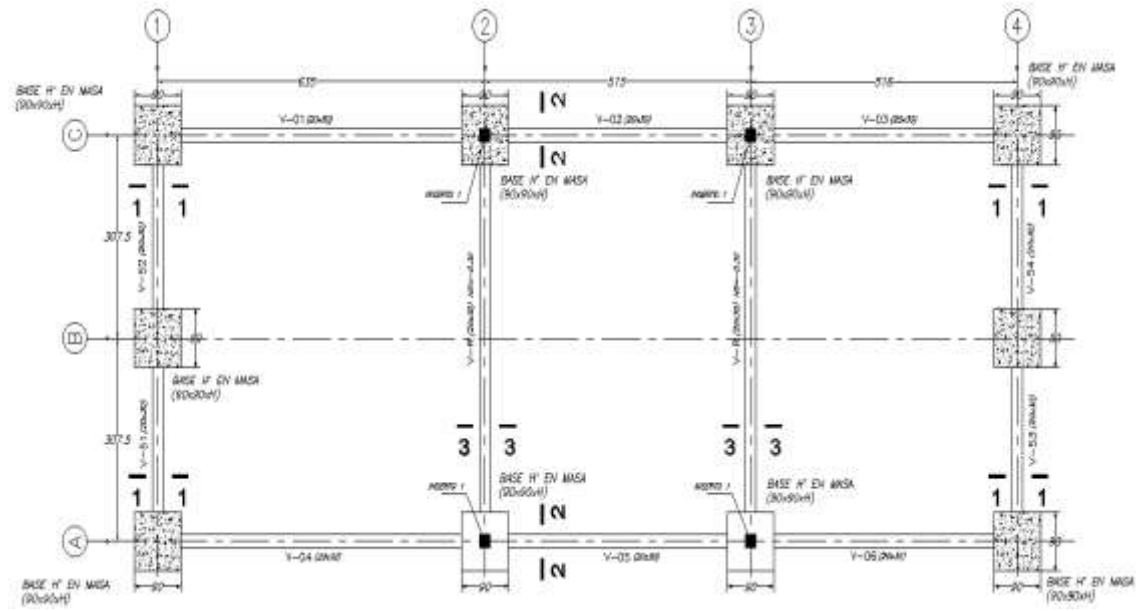
OBJETO

Se diseña y verifica la estructura de fundación para un local industrial de medidas interiores en planta de 16.5 m x 6 m y altura mínima 3.3 mts.



FUNDACION:

Se diseña una fundación directa con bases de hormigón en masa y vigas de hormigón armado de acuerdo a siguiente esquema (planta)



MATERIALES:

Hormigón para bases y vigass : C25 MPa , $f_{ck}=250 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días.

Acero para hormigón armado: ADN o ADM 500

Acero para platinas de insertos y estructura metálica de local : ASTM A36

TERRENO DE FUNDACIÓN:

Se considera a nivel de anteproyecto un suelo con Tensión adm. mín. = 1.00 Kg/cm²

DETERMINACIÓN DE CARGAS SOBRE ESTRUCTURA

Cargas gravitatorias

Peso propio de bases de hormigón = 2400 Kg/m³

Peso propio de vigas de H°A° = 2500 Kg/m3

Peso de cubierta y tabiques verticales = 20 Kg/m²

Sobrecarga de uso sobre cubierta

Sobrecarga para Montaje = 150 Kg en cualquier ubicación

Sobrecarga para colgar instalaciones = 20 Kg/m²

Cargas variables de viento

De acuerdo con UNIT 50-84 para las zonas con mayor velocidad característica de viento $v_k=43.9$ m/s, y factores $k_t=1$, $k_z=0.822$ - Rugosidad II y altura menor a 5mts.

Se obtiene $p_c \approx 80 \text{ Kg/m}^2$ (presión dinámica de cálculo)

Cargas sobre elementos estructurales:

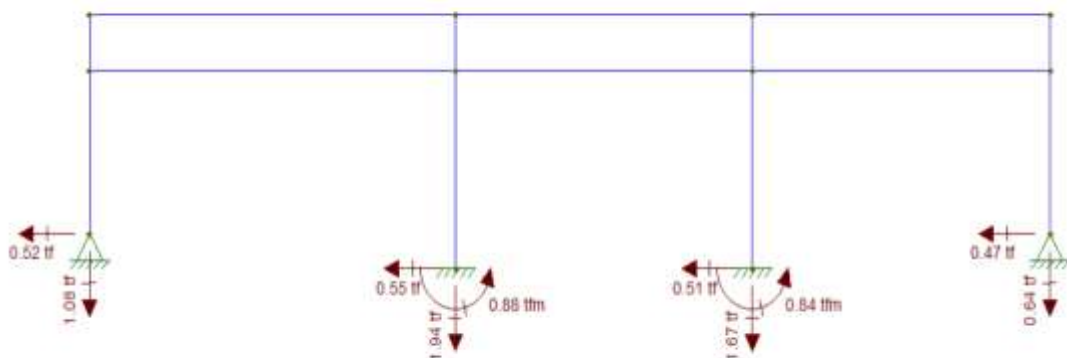
Sobre Cubierta: - 83 Kg/m²

Sobre Paredes exteriores: sotavento +91 Kg/m² / barlovento -72 Kg/m²

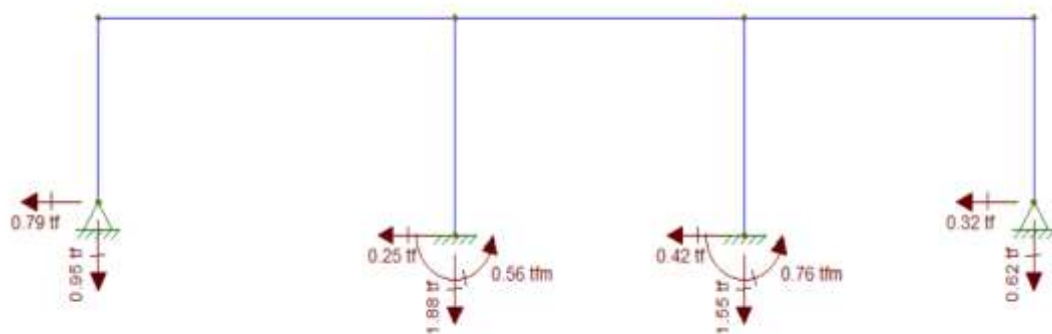
VERIFICACIONES

- Caso desfavorable: Viento lateral máximo

Pórtico Fachada Eje A



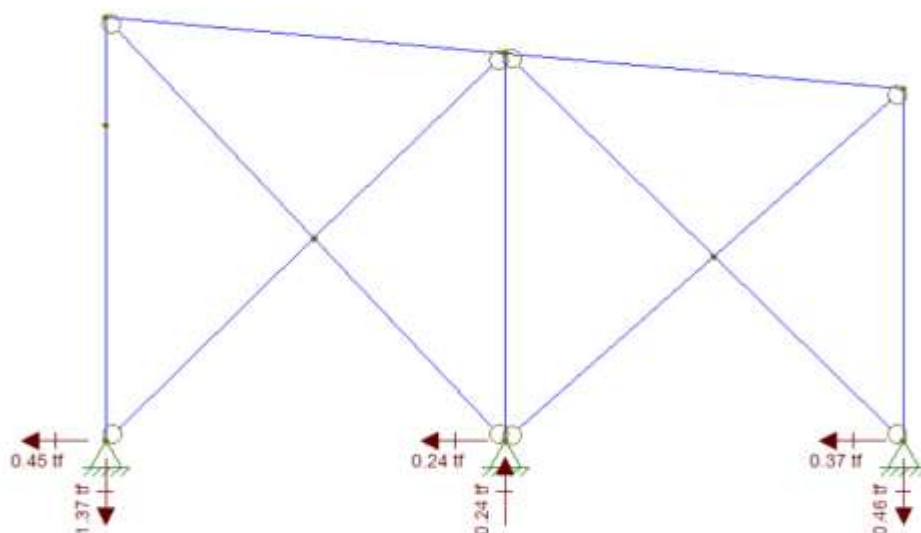
Pórtico Fachada Eje C



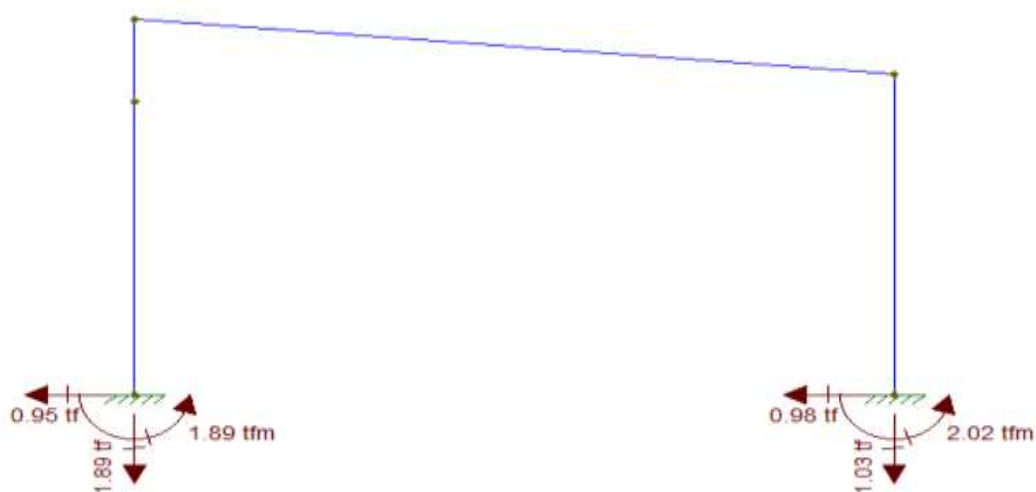
- Caso desfavorable: Viento máximo perpendicular a fachada principal.

Las fuerzas de viento sobre las fachadas se transmiten a pórticos laterales ejes 1 y 4 a través de estructura metálica que soporta la cubierta.

Pórtico Eje 1 o 4



Pórtico Eje 2 o 3



Dimensionamos las bases de hormigón para la envolvente con máxima tracción:

$N = 1.94 \text{ T}$ (Tracción)

$H = 0.55 \text{ T}$

$M_x = 0.88 \text{ Tm}$

Dimensiones de macizo = $0.90 \times 0.90 \times 1.00 \text{ m}$

Esp. piso = 0.12 m

Peso del macizo incluyendo piso = 2.18 T

Peso de vigas que apoyan sobre bases = 1.12 T

Seguridad al levantamiento = $3.30 / 1.94 = 1.70$ **OK**

Seguridad al deslizamiento = **OK** todas las bases están encadenadas con vigas y riostras

Para obtener la reacción $M_x = 0.88 \text{ Tm}$ se arman las vigas 01-02-03 y 04-05-06 ($b \times h = 20 \times 30$) con armadura A: $2\text{Ø}10$ (1.57 cm^2) – E : $2\text{Ø}10$ (1.57 cm^2) – Estribos $\text{Ø}6/15$. Las armaduras A y E serán continuas en las vigas

Verificamos las bases de hormigón para la envolvente con máxima compresión:

$N = 0.24 \text{ T}$ (compresión)

$H = 0.24 \text{ T}$

Dimensiones de macizo = $0.90 \times 0.90 \times 1.00 \text{ m}$

Esp. piso = 0.12 m

Peso del macizo incluyendo piso = 2.18 T

Peso de vigas que apoyan sobre bases = 0.53 T

Seguridad al hundimiento = $1.0 / (2950/90/90) = 2.74$ **OK**

Seguridad al deslizamiento = **OK** todas las bases están encadenadas con vigas y riostras

Insertos metálicos para fijación pilares de pórticos

Para los insertos tipo 1 en bases de ejes 2 y 3 se colocan chapas de $20 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$, $t = 10 \text{ mm}$ con anclajes $4\text{Ø}20$ separados 15×25 soldados a la chapa.

La máx. tracción s/ barras de anclaje se calcula: $1.03/4 + 0.50 \times 2.02/0.25 = 4.29 \text{ T}$

Calculamos tensión en la barra = $4.29/3.14 = 1366 \text{ Kg/cm}^2$ **OK**

Long. de anclaje para $\text{Ø}20 = 45\text{Ø} = 90 \text{ cm}$ **OK**

Para los insertos tipo 2 sobre muros ejes 1 y 4 se colocan chapas de $15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$, $t = 10 \text{ mm}$ con anclajes $\text{Ø}10$ separados 10×10 soldados a la chapa.

La máx. tracción s/ barras de anclaje se calcula: $1.37/4 = 0.34 \text{ T}$

Calculamos tensión en la barra = $340/0.79 = 430 \text{ Kg/cm}^2$ **OK**

Long. de anclaje para $\text{Ø}10 = 45\text{Ø} = 45 \text{ cm}$ **OK**

Armaduras muros bajos en ejes 1 y 4

Los muros tendrán $h = 40 \text{ cm}$ por encima del nivel de piso y se apoyarán sobre las vigas de fundación. En las vigas V51/52 y V53/54 se dejarán en espera $2\text{Ø}6/15$ hasta la cara superior del muro. Como armadura horizontal se colocarán 3 filas de $2\text{Ø}8$. En los extremos de frente y fondo los horizontales se anclarán en "U".

Armaduras V-E ejes 2 y 3

Para obtener la reacción $M_y = 2.02 \text{ Tm}$ se arman las vigas VR ($b \cdot h = 20 \cdot 30$) con armadura A: $2\varnothing 16$ (4.02 cm^2) – E : $2\varnothing 16$ (14.02 cm^2) – Estribos $\varnothing 6/15$. Las armaduras Ay E serán continuas en las vigas

VERIFICACIONES PORTICOS METALICOS

- Caso desfavorable: Viento lateral máximo

Pórtico Fachada Eje A

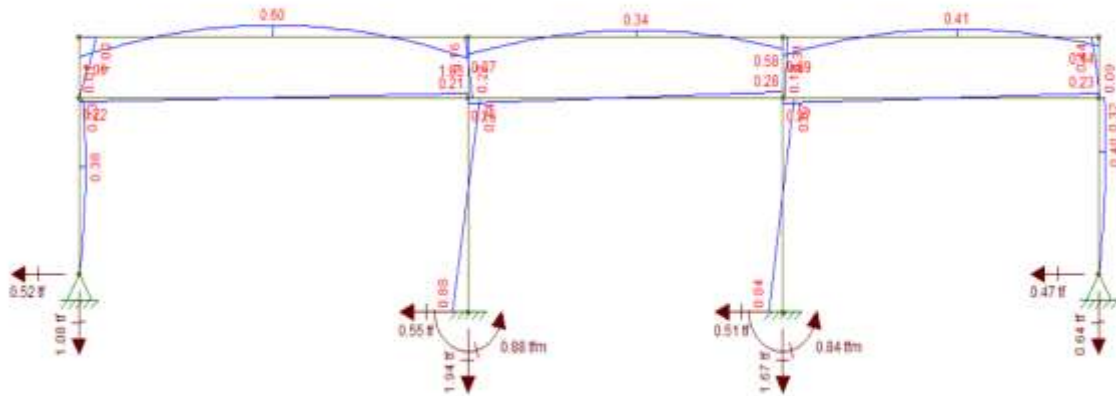


Diagrama de momentos flectores (T*m)

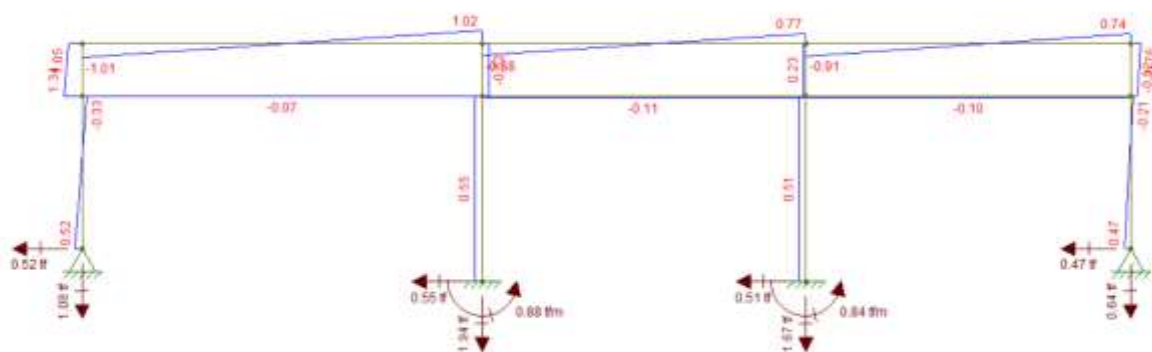


Diagrama de cortantes (T)

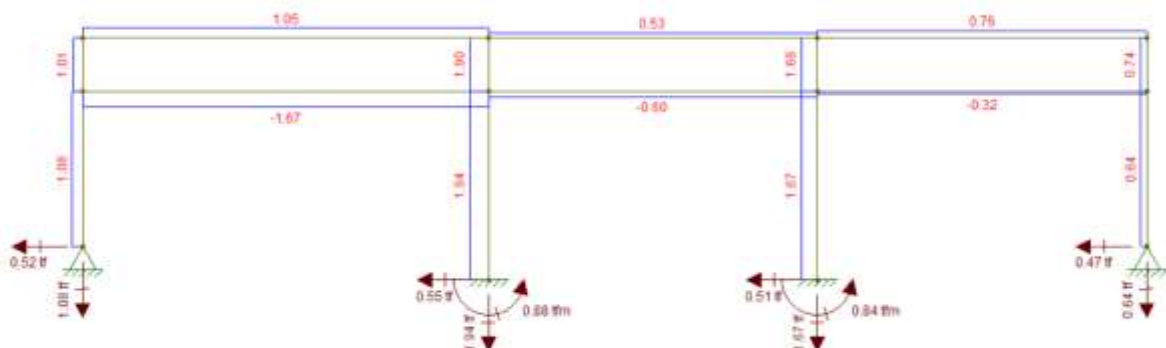
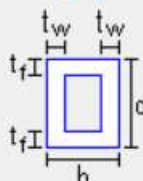


Diagrama de directa (T)

Calidad de Acero : ASTM A-36, $\sigma_{adm.} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$
Perfil utilizado : Tubo cuadrado 150x150x5 mm

Box	
	
d:	15.0 cm
b:	15.0 cm
tw:	0.5 cm
tf:	0.5 cm
$\bar{y}$:	7.5 cm
A:	29.00 cm ²
As:	15.00 cm ²
I:	1.0174e+03 cm ⁴

Verificamos la barra más comprometida

$$M_{max} = 1.03 \text{ T.m}$$

$$W_x = W_y = 1017.4 / 7.5 = 135.65 \text{ cm}^3$$

$$\sigma (M) = 103 \text{ T} \cdot \text{cm} / 135.65 \text{ cm}^3 = 0.759 \text{ T/cm}^2$$

La barra esta sometida simultáneamente a una directa de tracción $N = 1.05 \text{ T}$

$$\sigma (N) = 1.05 \text{ T} / 29 \text{ cm}^2 = 0.04 \text{ T/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 0.80 \text{ T/cm}^2 \leq 1.6 \text{ T/cm}^2$$

Pórtico Fachada Eje C

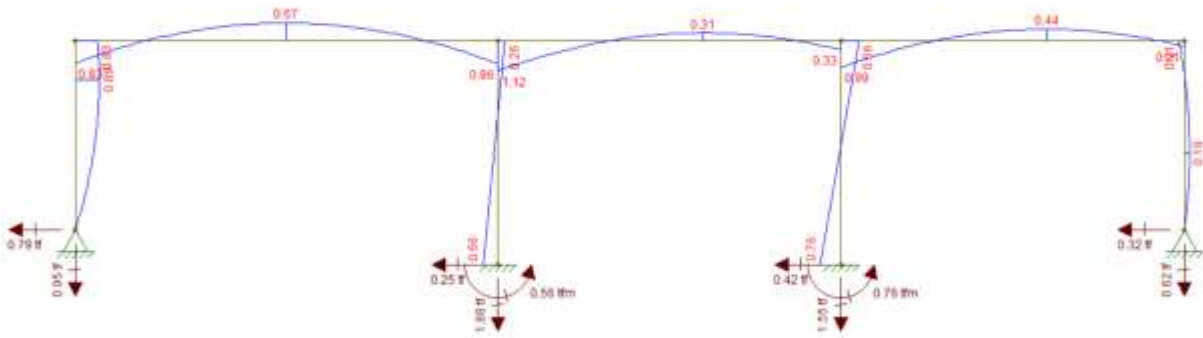


Diagrama de momentos flectores (T*m)

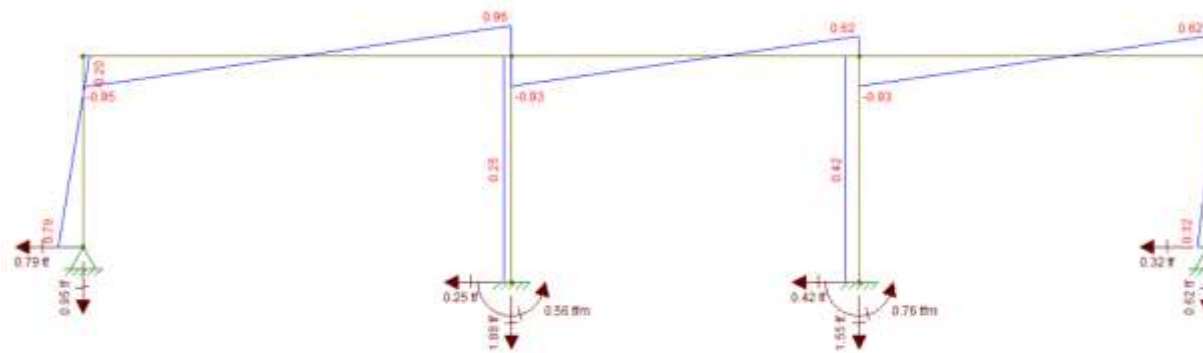


Diagrama de cortantes (T)

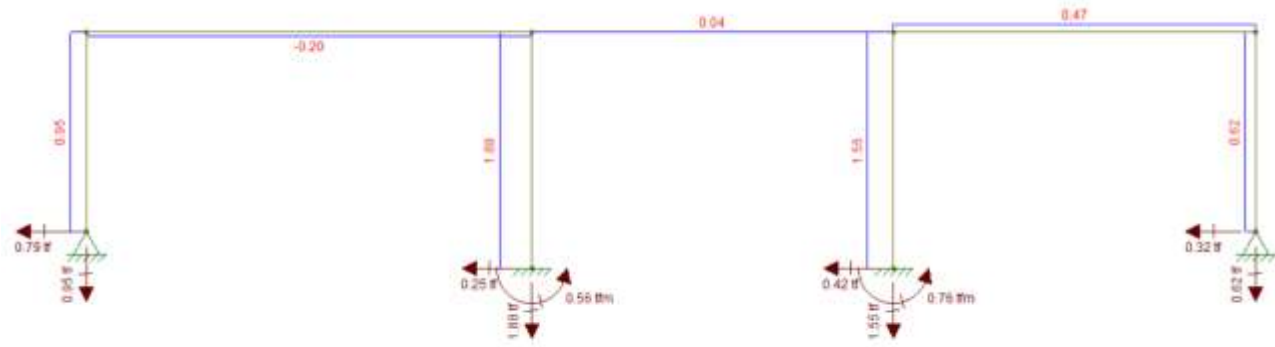
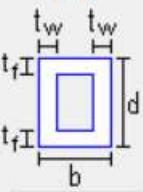


Diagrama de directa (T)

Calidad de Acero : ASTM A-36 - $\sigma_{adm.} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$
Perfil utilizado : Tubo cuadrado 150x150x5 mm

Box	
	
d:	15.0 cm
b:	15.0 cm
tw:	0.5 cm
tf:	0.5 cm
$\bar{y}$:	7.5 cm
A:	29.00 cm ²
As:	15.00 cm ²
I:	1.0174e+03 cm ⁴

Verificamos la barra más comprometida

$$M_{\text{máx.}} = 1.12 \text{ T.m}$$

$$W_x = W_y = 1017.4 / 7.5 = 135.65 \text{ cm}^3$$

$$\sigma (M) = 112 \text{ T} \cdot \text{cm} / 135.65 \text{ cm}^3 = 0.826 \text{ T/cm}^2$$

La barra está sometida simultáneamente a una directa de tracción $N = 0.04 \text{ T}$

$$\sigma (N) = 0.04 \text{ T} / 29 \text{ cm}^2 = 0.001 \text{ T/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{máx.}} = 0.827 \text{ T/cm}^2 \leq 1.6 \text{ T/cm}^2$$

- Caso desfavorable: Viento máximo perpendicular a fachada principal.

Las fuerzas de viento sobre las fachadas se transmiten a pórticos laterales ejes 1 y 4 a través de estructura metálica que soporta la cubierta.

Pórtico Eje 1 o 4

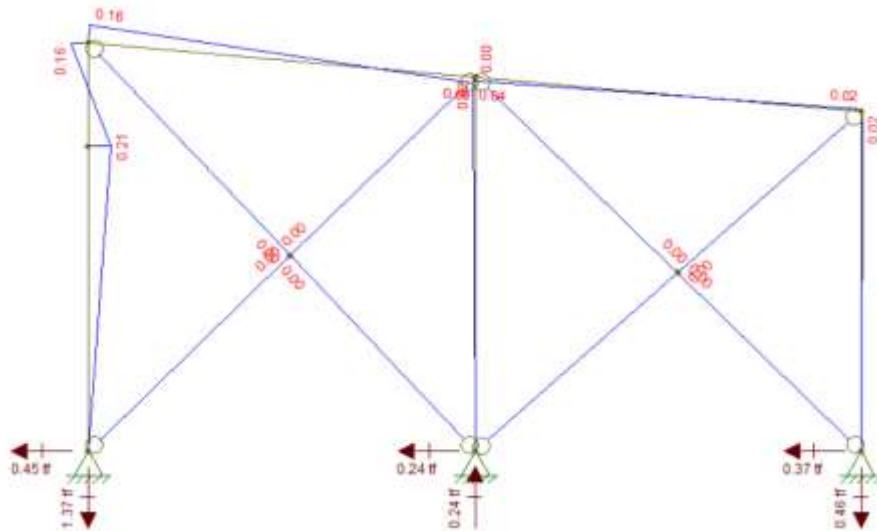


Diagrama de momentos flectores (T*m)

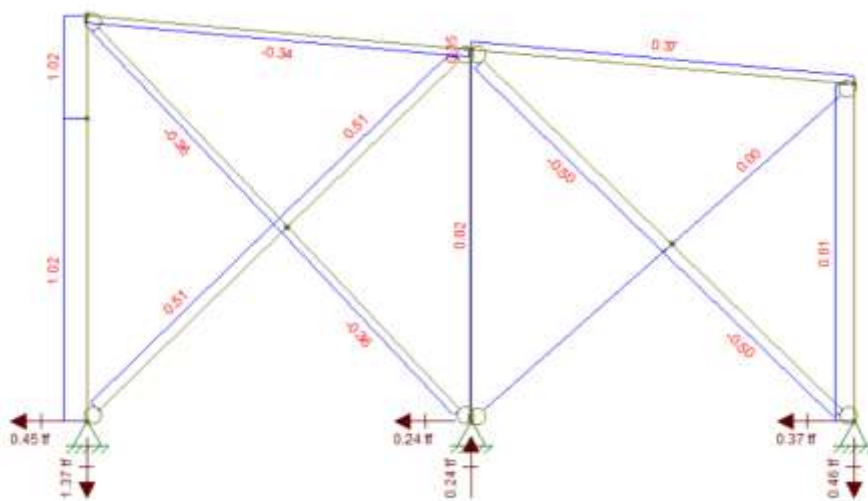
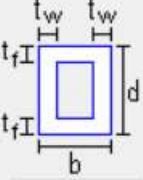


Diagrama de directa (T)

Calidad de Acero : ASTM A-36 - $\sigma_{adm.} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

Perfiles utilizados :

Pilares y vigas :Tubo cuadrado 150x150x5 mm

Box		
		
d:	15.0	cm
b:	15.0	cm
tw:	0.5	cm
tf:	0.5	cm
$\bar{y}$:	7.5	cm
A:	29.00	cm ²
As:	15.00	cm ²
I:	1.0174e+03	cm ⁴

Verificamos la barra más comprometida

$M_{\text{máx.}} = 0.21 \text{ T.m}$

$W_x = W_y = 1017.4 / 7.5 = 135.65 \text{ cm}^3$

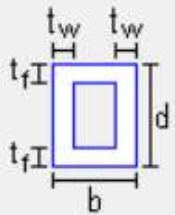
$\sigma (M) = 21 \text{ T} \cdot \text{cm} / 135.65 \text{ cm}^3 = 0.154 \text{ T/cm}^2$

La barra esta sometida simultáneamente a una directa de tracción $N = 1.02 \text{ T}$

$\sigma (N) = 1.02 \text{ T} / 29 \text{ cm}^2 = 0.035 \text{ T/cm}^2$

$\sigma_{\text{máx.}} = 0.189 \text{ T/cm}^2 \leq 1.6 \text{ T/cm}^2$

Diagonales : Tubo cuadrado 80x80x3 mm

Box		
		
d:	8.0	cm
b:	8.0	cm
tw:	0.3	cm
tf:	0.3	cm
$\bar{y}$:	4.0	cm
A:	9.24	cm ²
As:	4.80	cm ²
I:	9.1445e+01	cm ⁴

Verificamos la diagonal más comprometida

La barra esta sometida a una directa de compresión $N=0.5 \text{ T}$

Radio de giro = 3.14

Esbeltez = $429/3.14 = 137$ ----- $\omega=3.17$

$\sigma (N) = 3.17 \cdot 0.50 / 9.24 \text{ cm}^2 = 0.171 \text{ T/cm}^2 \leq 1.6 \text{ T/cm}^2$

Pórtico Eje 2 o 3



Diagrama de momentos flectores ($T \cdot m$)

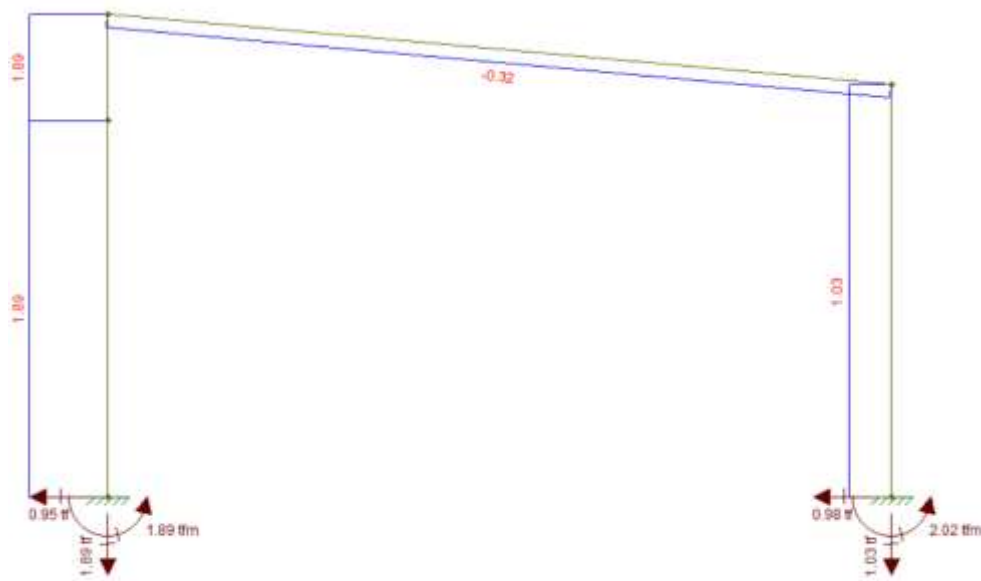
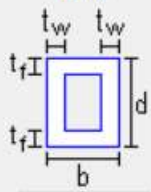


Diagrama de directa (T)

Calidad de Acero : ASTM A-36 - $\sigma_{adm.} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$
Perfil utilizado : Tubo cuadrado 150x150x5 mm

Box		
		
d:	15.0	cm
b:	15.0	cm
tw:	0.5	cm
tf:	0.5	cm
$\bar{y}$:	7.5	cm
A:	29.00	cm ²
As:	15.00	cm ²
I:	1.0174e+03	cm ⁴

Verificamos la barra más comprometida

$$M_{\text{máx.}} = 2.02 \text{ T.m}$$

$$W_x = W_y = 1017.4 / 7.5 = 135.65 \text{ cm}^3$$

$$\sigma (M) = 202 \text{ T} \cdot \text{cm} / 135.65 \text{ cm}^3 = 1.49 \text{ T/cm}^2$$

La barra está sometida simultáneamente a una directa de tracción $N = 1.03 \text{ T}$

$$\sigma (N) = 1.03 \text{ T} / 29 \text{ cm}^2 = 0.036 \text{ T/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{máx.}} = 1.52 \text{ T/cm}^2 \leq 1.6 \text{ T/cm}^2$$