

130
2^{da}

**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**



FACULTAD DE INGENIERIA
*División de Ingeniería Civil, Topográfica
y Geodésica*

**EJEMPLO DE UN CASO DE ESTUDIO
ESTRUCTURAL DE UNA NAVE INDUSTRIAL**

TESIS PROFESIONAL

Elaborada para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL

Por

Julio Guillermo Orozco Quiyono



México, D. F.

Marzo - 1985



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

	Pág.
INTRODUCCION	1
CAPITULO I.- Consideración de Cargas	2
a) Cargas Gravitacionales	9
b) Carga por viento	14
c) Carga por sismo	21
CAPITULO II.- Análisis estructural	48
a) Propiedades de los elementos	48
b) Análisis de marcos	49
c) Resumen	56
CAPITULO III.- Diseño Estructural	63
a) Trabes de concreto	64
b) Columnas	74
c) Ménsula	89
d) Losa	93
e) Trabe de acero	102
f) Largueros	110
g) Puntales	114
h) Contraventeos	115
CAPITULO IV.- Conexiones.	116
CONCLUSIONES	117

INTRODUCCION

En la presente Tesis, mostraré la secuencia de cálculo para una nave industrial de 2 niveles, formada por marcos de concreto y acero, dando las consideraciones y fórmulas recomendadas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (DDF) y en el American Institute Steel Construction (AISC).

Es importante para una estructura de este tipo, el conocer el uso al que será destinada para hacer las consideraciones necesarias, referente a cargas y factores de seguridad recomendadas en el DDF.

Haré uso de una importante arma con la que cuenta el ingeniero, que es la computadora, para realizar el análisis de los marcos.

Debemos estar concientes de que las soluciones mostradas en éste trabajo no son únicas y que en ingeniería podemos tener diversas soluciones para un mismo problema, en las que con la experiencia y madurez que se obtenga con el tiempo aunado con el afán de superación, se lograrán diseños más refinados, no dejando de ser las primeras soluciones factibles, siempre y cuando se tenga en cuenta los aspectos funcionalidad y seguridad.

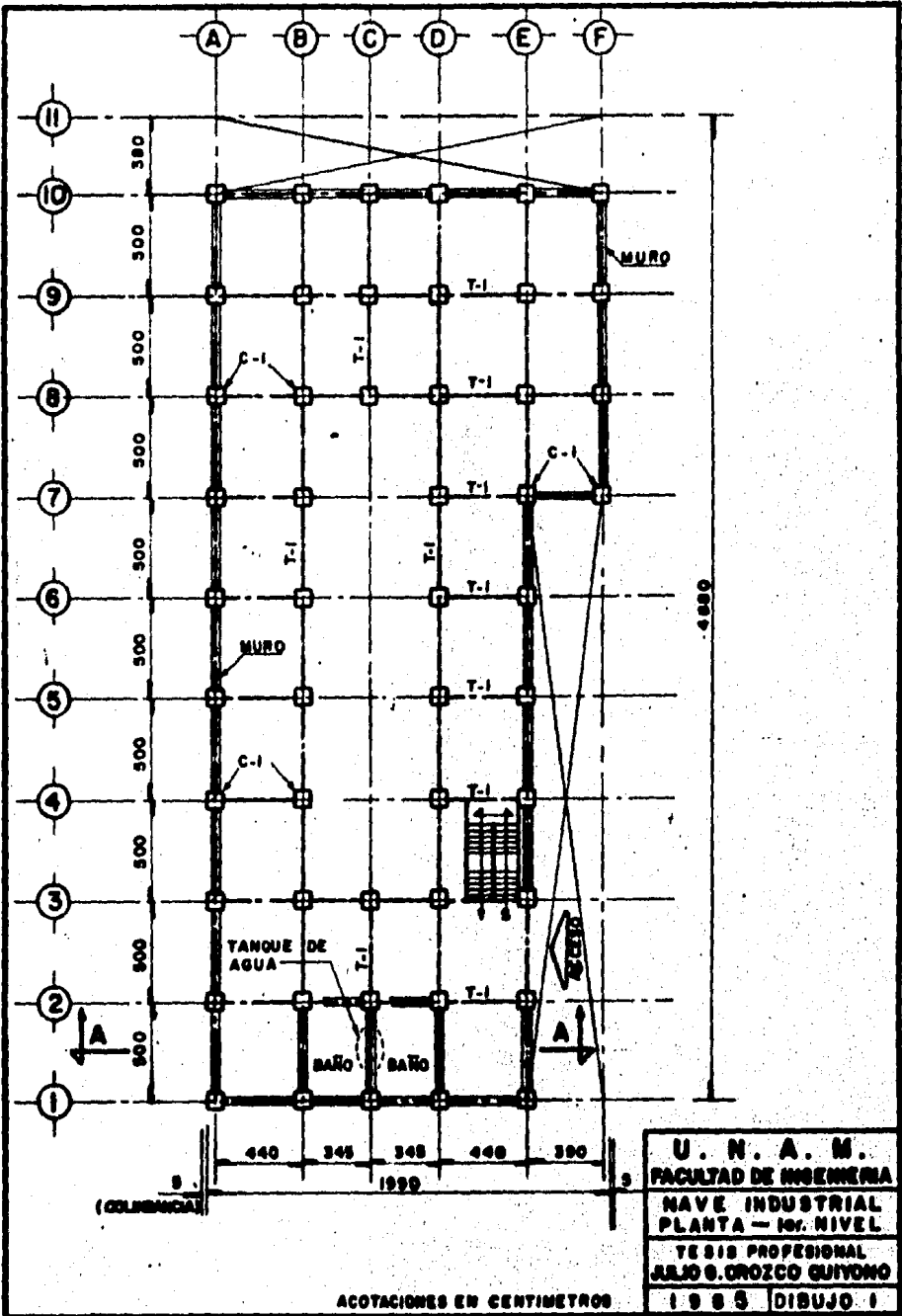
C A P I T U L O I

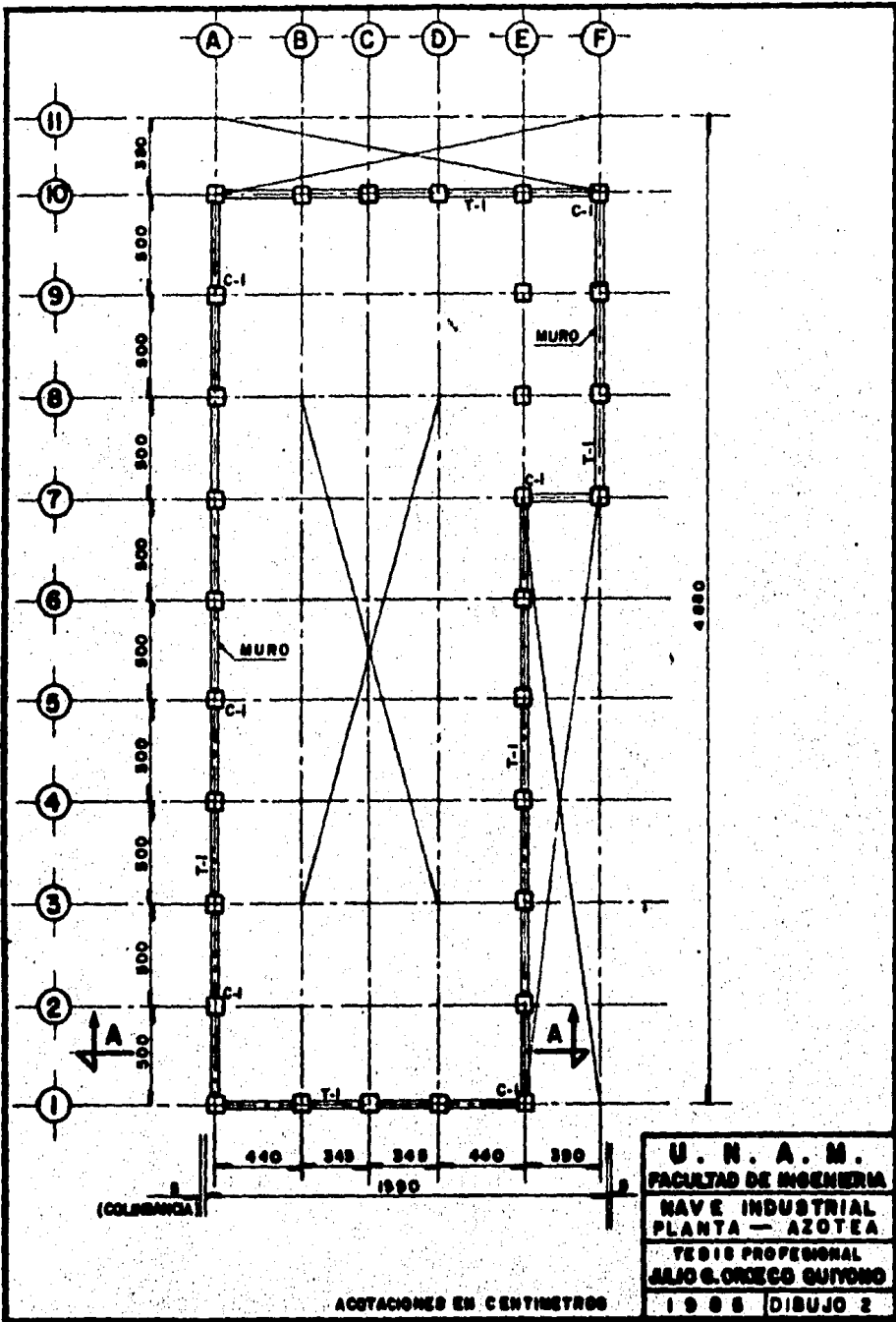
CONSIDERACION DE CARGAS

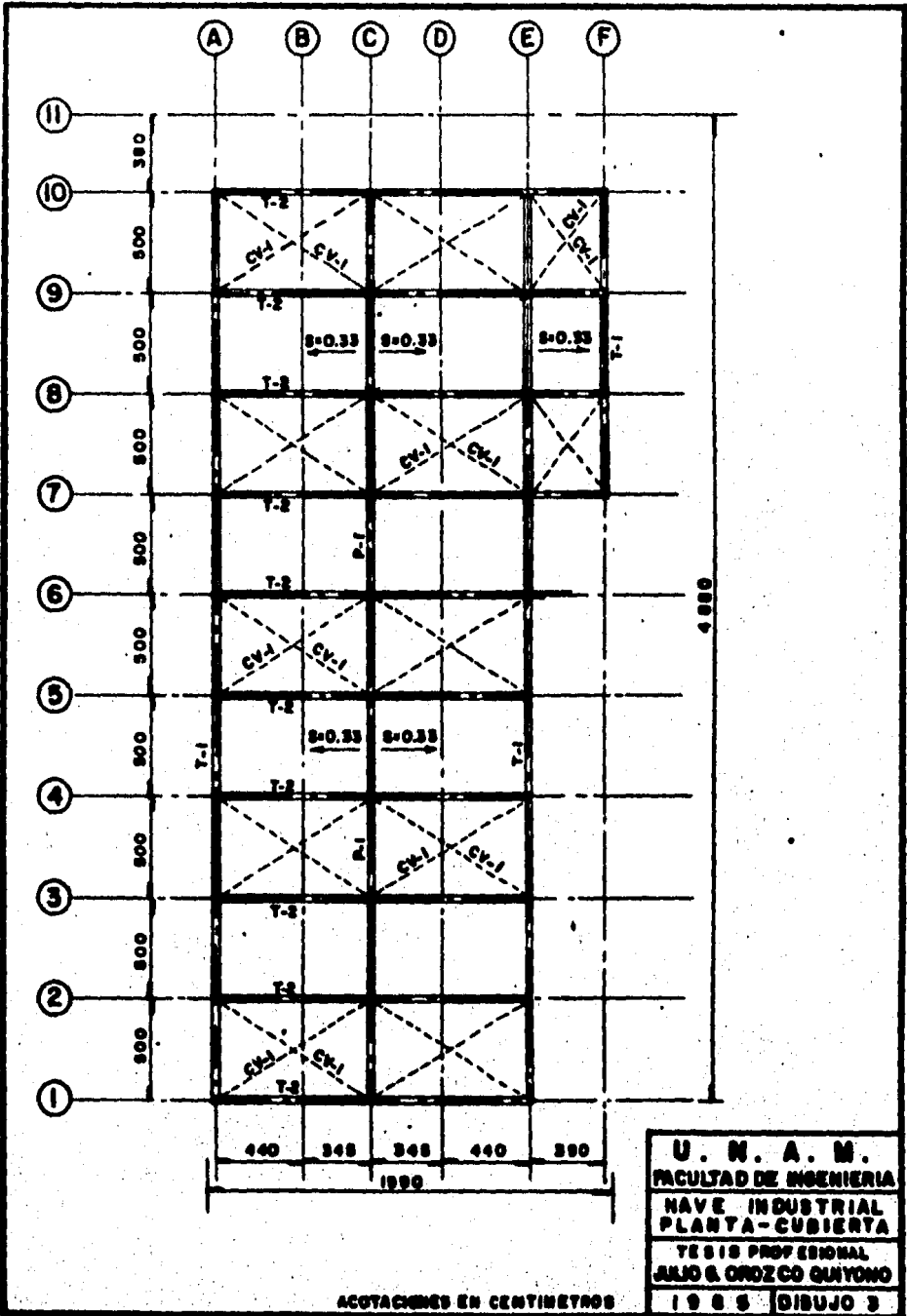
La estructura que se estudiará es la de una nave industrial, cuya clasificación de la construcción según su uso corresponde a al grupo B (Art. 232-400-DDF) y la clasificación de la construcción según su estructuración corresponde al TIPO I (Art. 233-400 DDF). El tipo de suelo considerado que se encuentra en Atzacapatzalco, D.F., corresponde a la ZONA II, que es un suelo en transición (Art. 234-400-DDF).

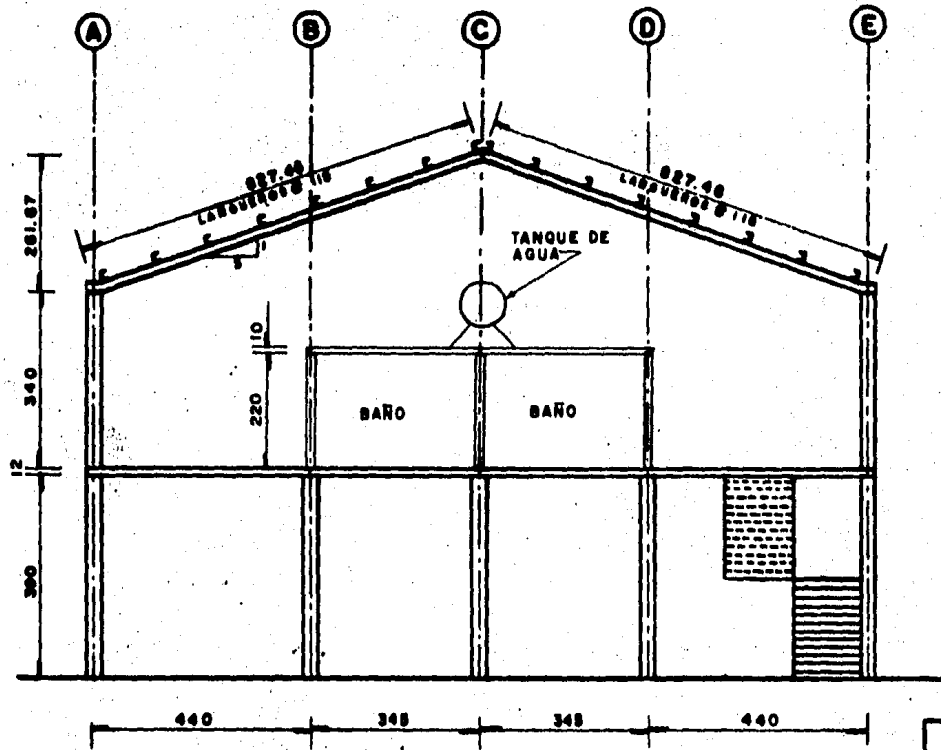
La nave industrial será destinada para la fabricación de hilados; consta de planta baja, primer nivel (mezzanine) y cubierta a dos aguas (con pendiente del 33.3% como se muestra en los dibujos 1, 2, 3, 4, 5 y 6).

Las columnas serán de concreto reforzado así como las trabes del primer nivel; las trabes que soportan la cubierta serán trabes armadas de acero.





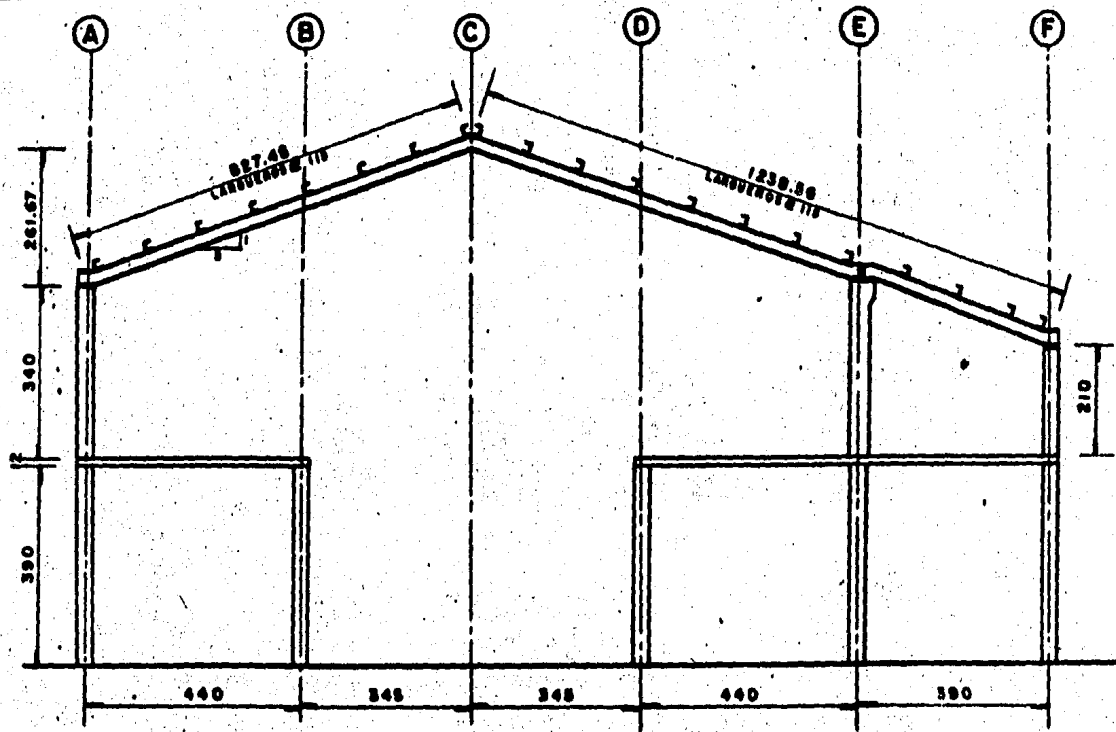




ACOTACIONES EN CENTIMETROS

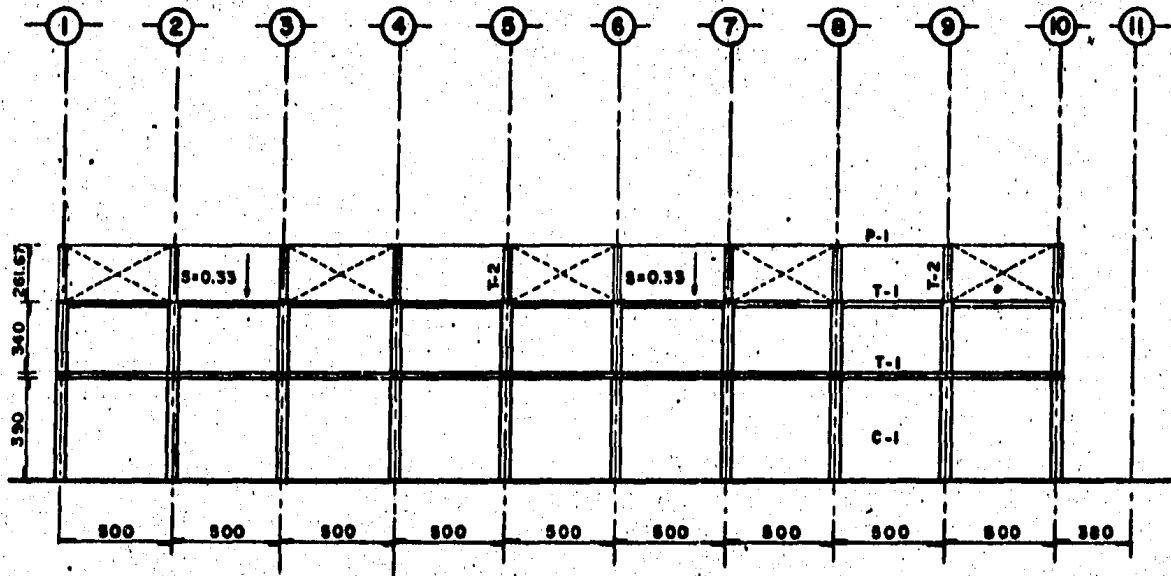
U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
NAVE INDUSTRIAL	
CORTE A-A	
TESIS PROFESIONAL	
JULIO G. GOROZCO QUIYONO	
1988	DIBUJO 4.

9



U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA
NAVE INDUSTRIAL
MARCO EJE 7
TESIS PROFESIONAL
JULIO G. OROZCO QUIYONO
1983 DIBUJO 8

ACOTACIONES EN CENTIMETROS



U. N. A. M.
 FACULTAD DE INGENIERIA
 NAVE INDUSTRIAL
 MARCO EJE E
 TESIS PROFESIONAL
 JULIO OROZCO QUIYONO
 1985 DIBUJO 6.

La cubierta que se empleará en la azotea será de fibro-ce-
mento de 2.45 x 1.10 m (pag. 316-Manual Monterrey, Ed. 1963),
soportada por largueros de sección tipo canal.

La losa del primer nivel será perimetralmente apoyada.

Las siguientes son las consideraciones para el diseño:

MATERIALES

- Concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo = 4200 kg/cm^2
- Acero en estructura metálica A-36 A.S.T.M.
- Tipo de conexiones - soldadas.

a) Cargas gravitacionales

Consideraremos las siguientes dimensiones para el cálculo de
las cargas por peso propio.

- LOSA

espesor mínimo de losa

$$d_{\min} = \frac{\text{Perímetro}}{300} \quad (4.3.1.e-401-DDF)$$

$$d_{\min} = \frac{(440+500)1.25 + 440+500}{300} = 7.05 \text{ cm}$$

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 (4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{aproximada})$$

dado que:

$$f_s = 2520 > 2000 \quad \text{y} \quad w = 1400 > 380$$

incrementar d_{\min} :

$$0.034 \sqrt{f_s w} = 0.034 \sqrt{(2520)(1400)} = 1.47$$

$$d_{\min} = 1.47 (7.05) = 10.36 \text{ cm}$$

$$h = d_{\min} + \text{recubrimiento} = 10.29 + 2.0 = 12.29 \text{ cm}$$

consideremos $h_{\text{losa}} = 12 \text{ cm.}$

- TRABES (T-1)

$$h = \frac{L}{12} = \frac{500}{12} = 41.66 \text{ cm.}$$

consideremos $h = 40 \text{ cm}; \quad h/b = 2$

$\therefore \quad \underline{h = 40 \text{ cm}; \quad b = 20 \text{ cm}}$

a-1) Carga muerta

C O N C E P T O	PRIMER NIVEL	AZOTFA
- Losa de concreto de 12 cm de espesor 2400 x 0.12	kg/ m ² 288.0	kg/ m ² -
- Firme de mortero de cemento de 2 cm de espesor = 2000 x 0.02	40.0	-
- Carga muerta adicional (Art. 224-400 DDF)	40.0	-
- Loseta vinílica (Art. 223-400-DDF)	10.0	-
- Lámina de fibro-cemento de 2.45 x 1.10 m.: 2.45 x 1.20 = 38 kg (Pág. 315-M. Monterrey)	-	15.0
- Largueros.- Sección canal 15 x 13.39 colocados @ 115' cm (Pag. 316- M. Monterrey)	-	10.0
- Puntal y contraventeos (P-1 y CV-1).	-	10.0
T O T A L	378 kg/ m ²	35 kg/ m ²

T A B L A I-1

- Peso propio trabe armada T-2 ($\gamma_a = 7800 \text{ kg/m}^3$)
0.01452 x 7800 (Sección propuesta ver pag. 49) 113.57 kg/m
- Peso propio trabe T-1 ($\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$)
2400 x 20 x 40 192.00 kg/m
- Peso propio columna C-1, sección propuesta 30 x
30 cm. 2400 x 30 x 30 216.00 kg/m
- Muros de mampostería de tabique rojo recocido
($\gamma_m = 2000 \text{ kg/m}^3$; $h = 3.40 \text{ m}$) 2000x0.14x3.40 952.00 kg/m

a-2) Carga viva

- Cubierta con pendiente mayor al 20% (en nuestro
caso 33.3%) - (Art. 227-400-DDF) 30.00 kg/m²
- Carga viva en pisos para soportar hilados
(pag. 367-Manual AHMSA) 1000.00 kg/m²
- Trabes T-1 (Art. 227-400-DDF) 1000.00 kg/m²
- Trabes T-2 (Art. 227-400-DDF) 30.00 kg/m²
- Columna C-1 (para primer nivel) 1030.00 kg/m²
- Columna C-1 (para azotea) 30.00 kg/m²

RESUMEN DE CARGAS GRAVITACIONALES (CM+CV)

CARGA	LOSA	TRABE T-1	TRABE T-2	COLUMNA 1er. nivel	COLUMNA azotea
Muerta	378.0	378.0	35.0	378.0	35.0
Viva	1000.0	1000.0	30.0	1000.0	30.0
TOTAL	1378 kg/m ²	1378 kg/m ²	65 kg/m ²	1378 kg/m ²	65 kg/m ²

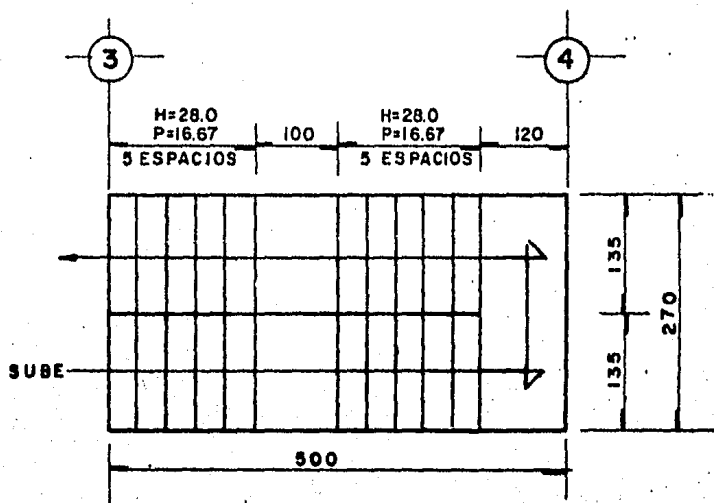
T A B L A I-2

CARGA EN ESCALERAS

Altura (H) = 400 cm

(Ver dibujo 4)

Consideraremos un ancho de huella de 28 cm + 2 cm de nariz y el peralte será de $400 : 24 = 16.67 \text{ cm}$ (según recomendaciones Architectural Treatment, pag. 6.2), quedando la siguiente distribución:

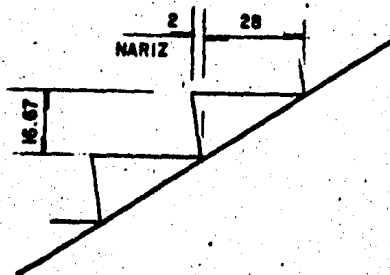


Otra recomendación para dimensionar las huellas y peraltes es:

- 1) La suma de la huella y peralte debe ser aproximadamente 45 cm.
- 2) Su producto debe quedar entre 450 y 480 (Harry Parker, pag. 284)

Carga viva en escaleras $w = 500 \text{ kg/m}^2$

Supondremos un espesor de losa $h = 12 \text{ cm}$.



Para determinar el peso de la losa en kg/m^2 de area horizontal, usaremos la fórmula (Harry Parker, pag. 284):

$$S \times \sqrt{P^2 \times H^2} \times \frac{24.3}{H}$$

S = espesor de losa

P = peralte de escalones

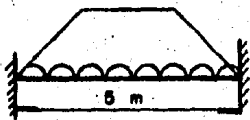
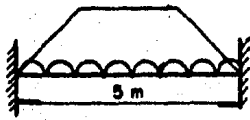
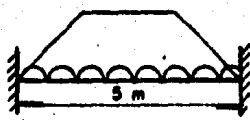
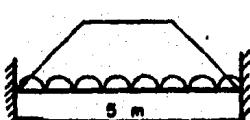

H = ancho de huella

$$\text{Peso de la losa} = 12 \times \sqrt{(16.67)^2 + (30)^2} \times \frac{24.3}{30} =$$

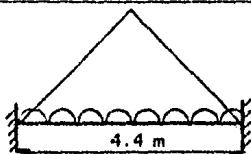
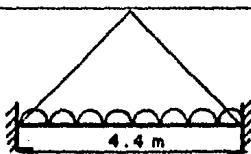
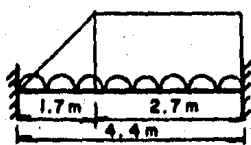
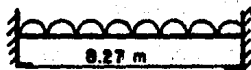
$$= 335 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso de escalones} = 11.4 \times P = 11.4 \times 16.67 = 190 \text{ kg/m}^2$$

$$\therefore \text{Carga total en escaleras} = 500 + 335 + 190 = \underline{1025 \text{ Kg/m}^2}$$

APORTACION DE CARGAS A TRABES T-1 EN PRIMER NIVEL						
EJE DE TRABE	DESCRIPCION DE LA CARGA	AREA TRIBUTARIA (m ²) DIBUJO 7	CM + CV (Kg/m ²)	CARGA MURO (Kg/m)	PESO PROPIO (Kg/m)	CARGA TOTAL (Kg/m)
A		6.16	1378	952	192	2842
B, D		11.81	1378	—	192	3447
C		11.30	1378	1200*	192	4506
E		6.16	1378	952	192	2842 (EJE 1 A 7)
		12.11	1378	—	192	3530 (EJE 7 A 10)
F		5.95	1378	952	192	2784

* Carga debida al tanque de agua de 1000lt. + 100 = 1100 kg
 1100 kg ÷ 5 m = 220 kg/m ∴ 220 + 952 = 1172 kg/m

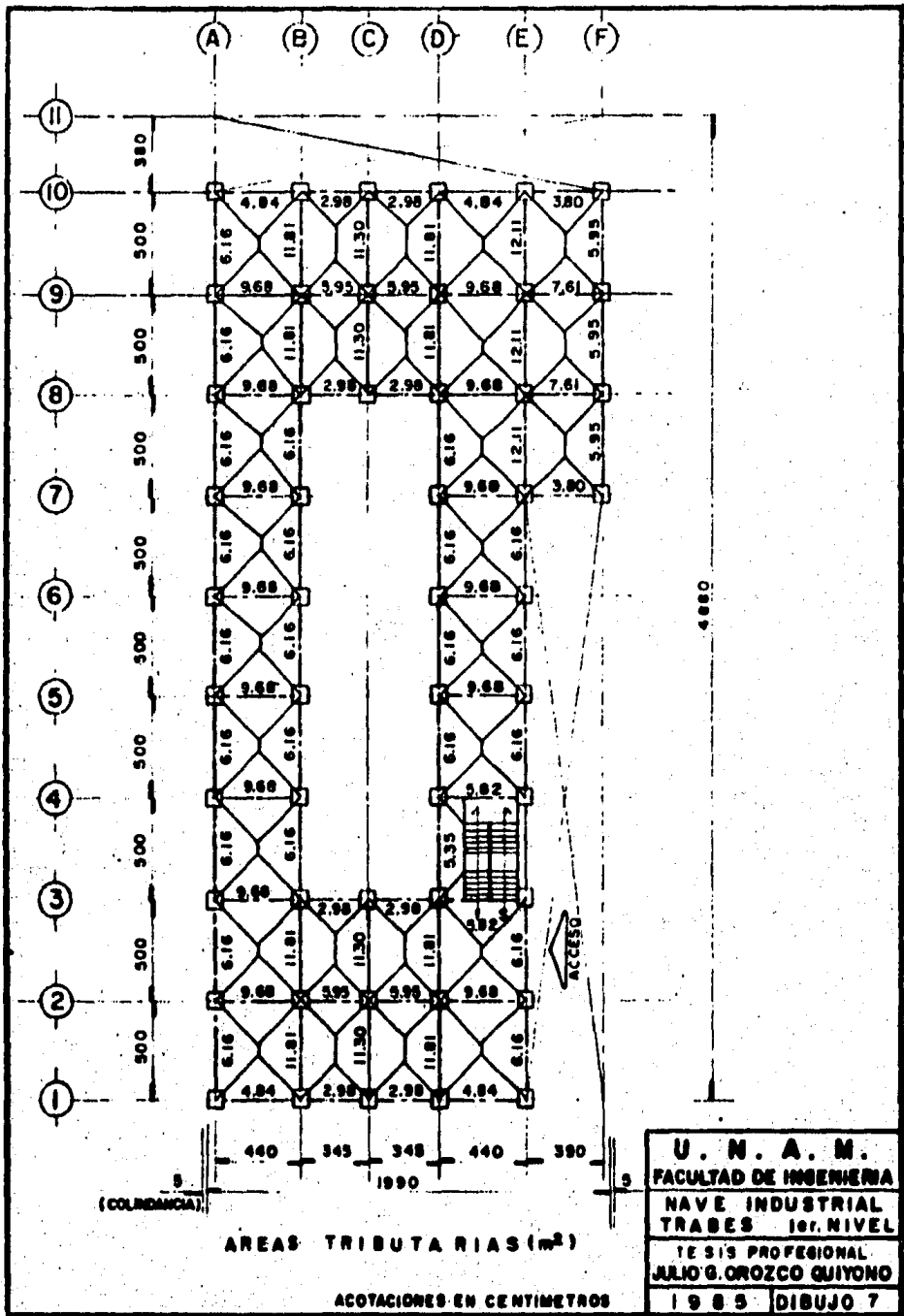
1,10		4.84	1378	952	192	2660
2,3,4,5, 6,7,8,9		9.68	1378	—	192	3224
3		5.82	1378	1025**	192	3295
APORTACION DE CARGAS A TRABES T-2 EN SEGUNDO NIVEL						
EJE DE TRABE	DESCRIPCION DE LA CARGA	AREA TRIBUTARIA (m ²) DIBUJO 10	CM+CV (Kg/m ²)	PESO PROPIO (Kg/m)	CARGA TOTAL (Kg/m)	
1,2,3,4, 5,6,7,8, 9		41.33	65	114	438.57	

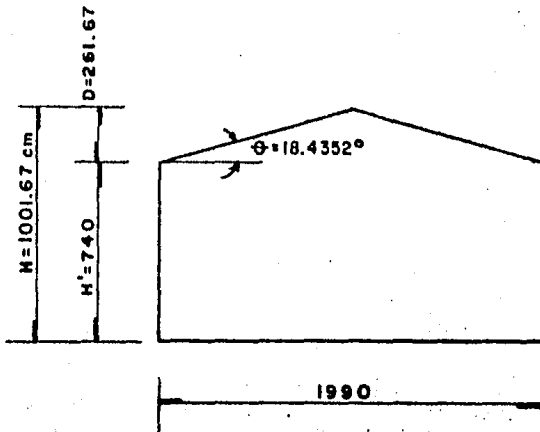
** Carga debida a escaleras $[10.25[1.35(5.0 \div 2)]] \div 27 = 1281 \text{ kg/m}$

T A B L A I - 3

b) CARGA POR VIENTO

De acuerdo al Art. 250-407-DDF, por tratarse de una estructura tipo I, se consideran presiones interiores y efectos de empuje y succión estáticos.





Según Art. 232-400-DDF, la construcción pertenece al grupo B, en la que su falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, a partir de esto según Art. 253-400-DDF, la velocidad de diseño hasta 10 m de altura no se tomará menor a 80 km/h y tomando en cuenta que la estructura no se encuentra en un promontorio.

b-1) Viento normal a los generatrices (Ver dibujo 8)

De acuerdo al Art. 255-400-DDF, los coeficientes de empuje para los muros son:

$$\bar{C}_1 = 0.75$$

$$\bar{C}_2 = -0.68$$

$$\bar{C}_3 = -1.75$$

$$\bar{C}_4 = -1.00$$

$$\bar{C}_5 = -0.40$$

Y para la cubierta a dos aguas:

$$\text{Tang } \theta = \frac{\text{sen}}{\text{cos}} ; \quad \text{Tang } \theta = \frac{261.67}{440+345}$$

$$\therefore \theta = \underline{18.4352^\circ}$$

De acuerdo al Art. 225-400-DDF:

INCLINACION θ	SUPERFICIE DE BARLOVENTO			SUPERFICIE DE SOTAVENTO
	ZONA DE BARLOVENTO	ZONA CENTRAL	ZONA DE SOTAVENTO	
Menor de 65° si $D/H < 0.3$	$-1.75+0.0385 \theta$	$-1.0+0.027 \theta$	$-0.4+0.018 \theta$	-0.68
si $D/H = 1.0$	0.5 Tan θ , pero no mayor de 0.75	0.4 Tang θ , pero no mayor de 0.75	0.25 Tan θ , pero no mayor de 0.75	-0.68
Mayor de 65°	0.75	0.75	0.75	-0.68

T A B L A I-4

A partir de lo anterior, dado que $\theta = 18.4352^\circ < 65^\circ$ y $D/H = \frac{261.67}{1001.67} = 0.2612 < 0.3$, los coeficientes para la cubierta son los siguientes:

$$\bar{C}_6 = -1.75+0.0385 \theta = -1.75+0.0385 (18.4352) = -1.040$$

$$\bar{C}_7 = -1.0+0.027 \theta = -1.0 + 0.027 (18.4352) = -0.502$$

$$\bar{C}_8 = -0.68$$

Según Art. 256-400-DDF y dado que en este caso $n = 0$ (porcentaje de aberturas), las presiones interiores se toman con el signo desfavorable del coeficiente.

$$C^* = + 0.3$$

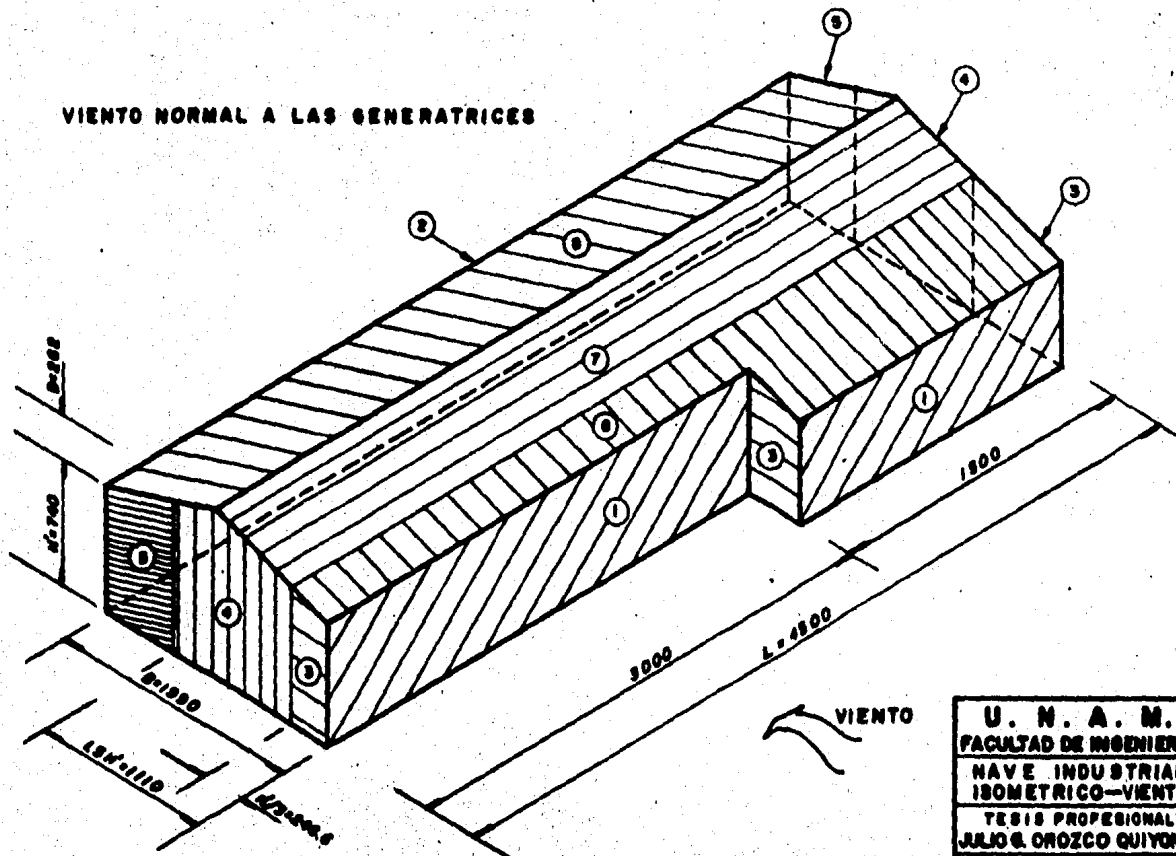
El efecto combinado de presiones exteriores e interiores se toma sumando los coeficientes de empuje correspondientes:

$$C_1 = \bar{C}_1 + C^* = 1.05$$

$$C_2 = \bar{C}_2 + C^* = -0.98$$

$$C_3 = \bar{C}_3 + C^* = -2.05$$

VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES



ACOTACIONES EN CENTIMETROS

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA
NAVE INDUSTRIAL
ISOMETRICO-VIENTO
TESIS PROFESIONAL
JULIO C. OROZCO QUIYONO
1985 DIBUJO 8

$$\begin{aligned}
 C_4 &= \bar{C}_4 + C^* = -1.30 \\
 C_5 &= \bar{C}_5 + C^* = -0.70 \\
 C_6 &= \bar{C}_6 + C^* = -1.34 \\
 C_7 &= \bar{C}_7 + C^* = -0.80 \\
 C_8 &= \bar{C}_8 + C^* = -0.98
 \end{aligned}$$

— Presiones por viento normal a las generatrices
 Según Art. 252-400-DDF en la que cuando el coeficiente "C" es positivo, se trata de empuje y - cuando sea negativo se tratará de succión; las - presiones actuantes se obtienen de acuerdo a la - fórmula:

$$P = 0.0055 C v^2$$

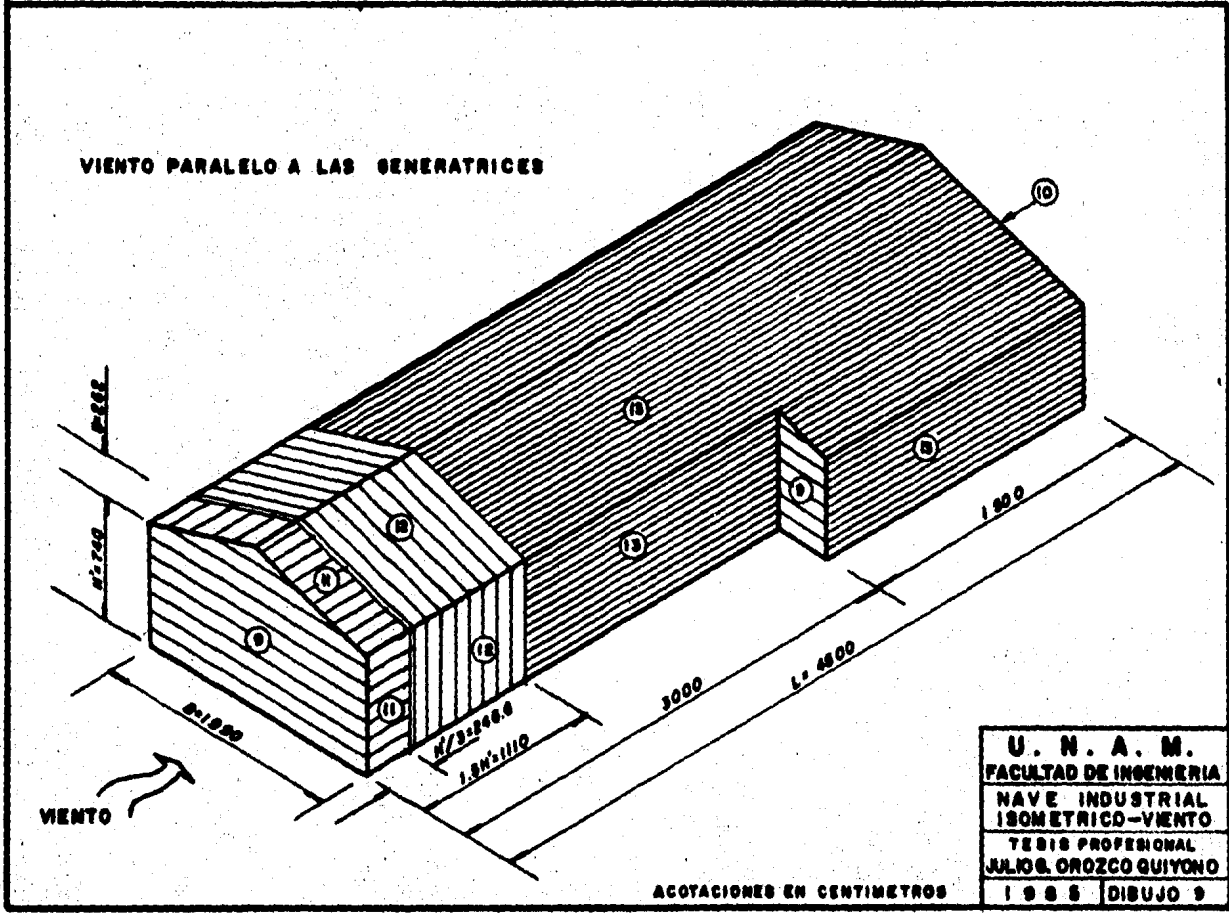
La velocidad de diseño según Art. 253-400-DDF, - es la misma en toda la estructura ya que su altura es de 10 m (Límite de altura)

$$v = 80 \text{ km/h}$$

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 36.96 \text{ kg/m}^2 \\
 P_2 &= -34.50 \text{ kg/m}^2 \\
 P_3 &= -72.16 \text{ kg/m}^2 \\
 P_4 &= -45.76 \text{ kg/m}^2 \\
 P_5 &= -24.64 \text{ kg/m}^2 \\
 P_6 &= -47.17 \text{ kg/m}^2 \\
 P_7 &= -28.63 \text{ kg/m}^2 \\
 P_8 &= -34.50 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

b-2) Viento paralelo a las generatrices (Ver dibujo 9)
 De acuerdo al Art. 255-400-DDF los coeficientes de empuje son los siguientes:

$$\begin{aligned}
 \bar{C}_9 &= 0.75 \\
 \bar{C}_{10} &= -0.68 \\
 \bar{C}_{11} &= -1.75 \\
 \bar{C}_{12} &= -1.00 \\
 \bar{C}_{13} &= -0.40
 \end{aligned}$$



Para presiones interiores:

$$C^* = \pm 0.3$$

El efecto combinado de presiones exteriores e interiores, se toma sumando los coeficientes de empuje correspondientes:

$$C_9 = \bar{C}_9 + C^* = 1.05$$

$$C_{10} = \bar{C}_{10} + C^* = -0.98$$

$$C_{11} = \bar{C}_{11} + C^* = -2.05$$

$$C_{12} = \bar{C}_{12} + C^* = -1.30$$

$$C_{13} = \bar{C}_{13} + C^* = -0.70$$

— Presiones por viento paralelo a las generatrices:

$$P_9 = 36.96 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{10} = -34.50 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{11} = -72.16 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{12} = -45.76 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{13} = -24.64 \text{ kg/m}^2$$

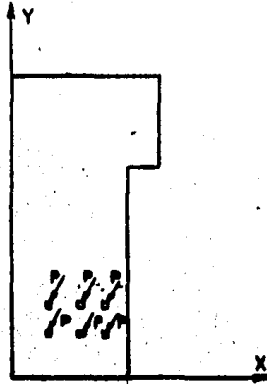
c) ANALISIS POR SISMO

Para la estructura en estudio, realizaremos un análisis sísmico estático, dado que dicha estructura no cumple -- con los requisitos para realizar un análisis sísmico simplificado, indicados en el Art. 238-400-DDF.

Primeramente calcularemos los centros de gravedad de cargas en el nivel 1 y en la azotea utilizando la siguiente fórmula:

$$X_{c.g.} = \frac{\sum P_i X_i}{\sum \text{Peso total}} ; \quad Y_{c.g.} = \frac{\sum P_i Y_i}{\sum \text{Peso total}}$$

De acuerdo a los cálculos de las tablas I-5, I-6, I-7 - en las que se obtienen los pesos sobre cada columna para la azotea y 1er. nivel, los centros de gravedad de cargas son los siguientes:



Para la azotea (Tabla I-5; Datos de peso total acumulado)

$$\bar{X}_{c.g.} = \frac{731\,779}{85\,370} = 8.57 \text{ m}$$

$$\bar{Y}_{c.g.} = \frac{2\,014\,117}{85\,370} = 23.59 \text{ m}$$

Para 1er. nivel (Tabla I-7; Datos de peso total acumulado)

$$\bar{X}_{c.g.} = \frac{10\,421\,807}{1\,189\,270} = 8.76 \text{ m}$$

$$\bar{Y}_{c.g.} = \frac{27\,559\,903}{1\,189\,270} = 23.17 \text{ m}$$

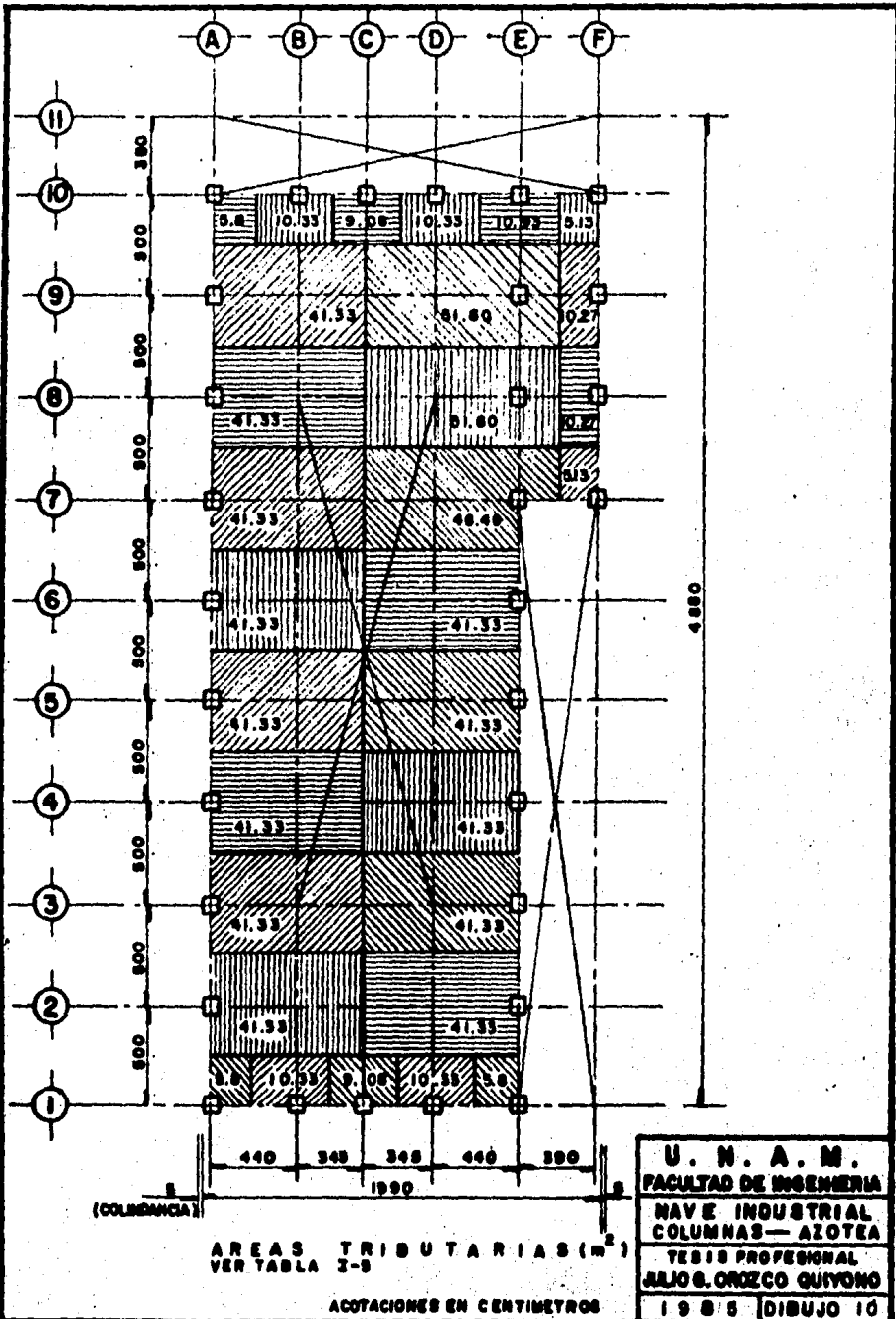


TABLA I-5 AZOTE A - CARGA SOBRE COLUMNAS

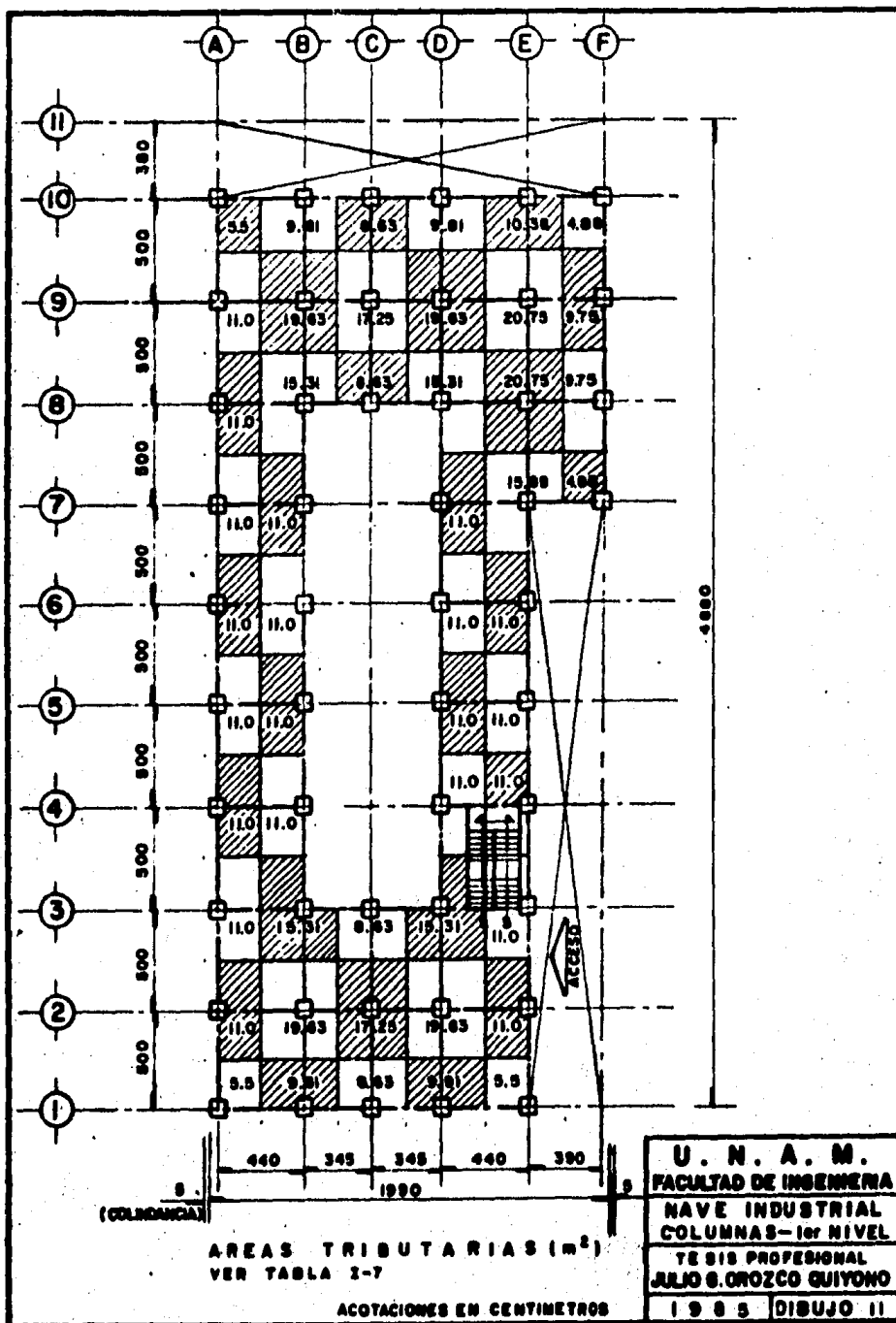
COLUMNAS	AREA TRIBUTARIA (m ²)	CARGA W (kg/m ²)	PESO PROPIO COLUMNA (kg/m)	LONGITUD COLUMNA (m)	PESO PROPIO TRABE AZOTO (kg/m)	LONGITUD TRABE AZOTO (m)	PESO PROPIO TRABE CONC. (kg/m)	LONGITUD TRABE CONC. (m)	PESO SOBRE COLUMNA (kg)	PESO SOBRE NIVEL ANTERIOR (kg)	PESO TOTAL ACUMULADO (kg)
A1, A10, E1	5.80	65	216	1.70	114.0	2.32	192	2.35	1459.8	-	1459.8
A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8, A9, E2, E3, E4, E5, E6	41.33	65	216	1.70	114.0	8.27	192	4.70	4898.8	-	4898.8
B1, B10, D1, D10	10.33	65	216	3.16	114.0	4.13	-	-	1824.8	-	1824.8
C1, C10	9.08	65	216	4.32	114.0	3.63	-	-	1937.14	-	1937.14
F7	46.46	65	216	1.70	114.0	10.32	192	4.70	5098.8	-	5098.8
F8, F9	51.60	65	216	1.70	114.0	10.32	192	4.70	5800.0	-	5800.0
F10	10.93	65	216	1.70	114.0	4.37	192	2.35	2027.0	-	2027.0
F7, F10	5.13	65	216	0.40	114.0	2.05	192	2.35	1100.8	-	1100.8
F8, F9	10.27	65	216	0.40	114.0	2.05	192	4.70	1890.0	-	1890.0
PESO TOTAL AZOTE A = 98,370 kg											

PESO SOBRE COLUMNA = (AT x W) + (PESO COLUMNA x LONGITUD) + (PESO TRABE x LONGITUD) + (PESO MURO x LONGITUD)
 NOTA: PARA EL AREA TRIBUTARIA Y LONGITUD DE TRABE T-2, SE CONSIDERO LA PENDIENTE DE LA CUBIERTA

TABLA I-6 CARGA SOBRE COLUMNAS DEBIDA A CUARTOS PARA BAÑOS

COLUMNAS	AREA TRIBUTARIA (m ²)	CARGA W (kg/m ²)	PESO PROPIO COLUMNA (kg/m)	LONGITUD COLUMNA (m)	CARGA DEL TANQUE DE AGUA (kg/m)	LONGITUD DE CARGA DE AGUA (m)	PESO PROPIO MURO (kg/m)	LONGITUD MURO (m)	PESO SOBRE COLUMNA (kg)	PESO SOBRE NIVEL ANTERIOR (kg)	PESO TOTAL ACUMULADO (kg)
B1, D1	4.32	420	consid. en tabla 3	-	-	-	-	-	1814.4	-	1814.4
B2, D2	4.32	420	216	2.2	-	-	-	-	2289.6	-	2289.6
C1	8.63	420	consid. en tabla 3	220	2.5	-	-	-	4174.6	-	4174.6
C2	8.63	420	216	2.2	220	2.5	-	-	4649.8	-	4649.8
PESO TOTAL SANITARIOS = 17,038.4 kg											

CARGA W = CH + CV = 320 + 100 = 420 kg/m² (LOSA DE 10 cm Y 2 cm DE FIRME DE MORTERO)
 PESO DEL AGUA = TANQUE DE 1000 l = 1000 kg + PESO PROPIO DEL TANQUE = 1000 + 100 = 1100 kg.
 CARGA DEL TANQUE DE AGUA = 1100 ÷ 5 = 220 kg/m (pág. 69 - INSTALACIONES SANITARIAS ONESIMO BECERRIL)
 PESO PROPIO DEL MURO = 2000 x 0.14 x 2.2 = 616 kg/m.



(VER DIBUJO III)

TABLA I-7. PRIMER NIVEL - CARGA SOBRE COLUMNAS

COLUMNAS	AREA TRIANGULAR (m ²)	CARGA W (kg/m ²)	PESO PROPIO COLUMNA (kg/m)	LONGITUD COLUMNA (m)	PESO PROPIO TRABE (kg/m)	LONGITUD TRABE (m)	PESO PROPIO MURO (kg/m)	LONGITUD MURO (m)	PESO SOBRE COLUMNA (kg)	PESO NIVEL ANTERIOR (kg)	PESO TOTAL ACUMULADO (kg)
A1, A10, E1	5,5	1378	216	3,75	192	4,7	952	4,7	13766,8	1459,8	15226,6
A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8, A9, E2, E3, E4, E5, E6	11,00	1378	216	3,75	192	7,2	952	4,70	21824,8	4898,8	26723,6
B2, D2	19,63	1378	216	1,95	192	8,32	616	3,93	31489,7	2289,6*	33779,3
B9, D9	19,63	1378	216	1,95	192	8,32	-	-	29068,8	-	29068,8
B3, B8, D3, D8	15,31	1378	216	1,95	192	8,32	-	-	23115,8	-	23115,8
B4, B5, B6, B7, D4, D5, D6, D7	11,00	1378	216	1,95	192	6,75	-	-	16875,2	-	16875,2
B1, D1	9,81	1378	216	3,75	192	6,00	952	3,63	18935,9	1824	22575,1
B10, D10	9,81	1378	216	3,75	192	6,00	952	3,63	18935,9	1824	20760,7
C1	8,63	1378	216	3,75	192	5,50	952	3,15	16756,9	1937,1	22868,6
C10	8,63	1378	216	3,75	192	5,50	952	3,15	16756,9	1937,1	18694,0
E7	15,88	1378	216	3,75	192	8,55	952	4,15	28285,0	5098,8	33383,8
E8, F9	20,75	1378	216	3,75	192	8,55	-	-	31045,1	5800,0	36845,1
E10	10,38	1378	216	3,75	192	6,35	952	3,85	19998,0	2027,0	22025,0
F8, F9	9,75	1378	216	3,75	192	6,50	952	4,70	19967,9	1890,0	21857,9
F7, F10	4,88	1378	216	3,75	192	4,15	952	4,15	12282,2	1104,8	13387,0
C2	17,25	1378	216	1,95	192	7,85	616	3,93	28119,8	4649,8*	32769,6
C9	17,25	1378	216	1,95	192	7,85	-	-	25698,9	-	25958,1
C3, C8	8,63	1378	216	1,95	192	5,50	-	-	13359,3	-	13359,3

PESO TOTAL 1er. NIVEL + BAÑOS = 1.088,871.8 + 17.952.4 = 1.088.904.20kg.

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA = 1.128.3 Ton.

NOTA: LOS PESOS MARCADOS CON * CORRESPONDEN A LOS PESOS DEBIDOS A LOS CUARTOS PARA BAÑOS.

CENTRO DE GRAVEDAD DE CARGAS (C.G.C.)		
NIVEL	\bar{X}	\bar{Y}
AZOTEA	8.57 m	23.59 m
PRIMER NIVEL	8.76 m	23.17 m

TABLA I-8

PESO DE AZOTEA $W = 84,452 \text{ kg} = 85 \text{ ton}$ (Tabla I-5)

PESO PRIMER NIVEL $W = 1,016,312 \text{ kg} = 1016 \text{ ton}$ (Tabla I-7)

C-1) Cálculo de Rigideces

Utilizaremos las fórmulas de Wilbur descritas en la pag. 35 del Folleto complementario de diseño sísmico - Emilio Rosenblueth, Edición 1962.

- PRIMER ENTREPISO (Columnas empotradas en cimentación)

$$k_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{E k_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{E k_{t1}} + \frac{2k_{c1}}{12} \right]}$$

$$I_t = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 40^3}{12} = 106\,667 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{30^4}{12} = 67\,500 \text{ cm}^4$$

$$K_t = \frac{I_t}{L_t} = \frac{106\,667}{440} = 242 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{106\,667}{345} = 309 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{106\,667}{390} = 274 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{106\,667}{500} = 213 \text{ cm}^3$$

$$K_c = \frac{67\,500}{390} = 173 \text{ cm}^3$$

$$E_c = 10000 \sqrt{f'_c} = 10000 \sqrt{200} = 141\,421 \text{ kg/cm}^2$$

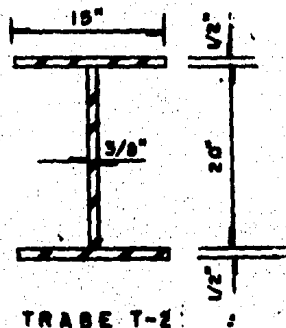
NOTA: No se considerará continuo el muro con el marco ya que no siempre es benéfico para el comportamiento sísmico, dado que se reduce al período fundamental, no permite la deformación libre del marco e incrementa los cortantes sísmicos, pudiendo llegar a producir una falla por cortante en las columnas del marco (pag. 299 - Diseño de estructuras resistentes a sismos, Emilio Rosenblueth, IMCYC).

- Marco eje 1 - 2 - 3

$$K = \frac{48 (141421)}{390 \left[\frac{4(390)}{5(173)} + \frac{390 + 340}{2(242+309)} + \frac{5(173)}{12} \right]} = 7176 \text{ kg/cm}$$

Las rigideces para los demás marcos en el primer entrepiso fueron calculados en forma análoga.
(Ver tabla I-9)

- SEGUNDO ENTREPISO (Azotea)



TRABE T-2

$$I_t = 76\ 039\ \text{cm}^4$$

$$I_c = 67\ 500\ \text{cm}^4$$

$$K_t = \frac{76\ 039}{827.46} = 91.90\ \text{cm}^3 \text{ (Trabe entre ejes A-C y C-E)}$$

$$K_t = \frac{76\ 039}{411.71} = 184.96\ \text{cm}^3 \text{ (Trabe entre ejes E-F)}$$

$$K_c = \frac{67\ 500}{340} = 198.53\ \text{cm}^3 \text{ (Columna en ejes A y E)}$$

$$K_c = \frac{67\ 500}{209.67} = 321.93\ \text{cm}^3 \text{ (Columna en eje F)}$$

- Marco eje 1 = 2 = 3

$$K_2 = \frac{48\ (141421)}{340 \left[\frac{4(340)}{2(198)} + \frac{390 + 340}{2(242)} + \frac{390}{4(173)} + \frac{390}{2(91.90)} \right]}$$

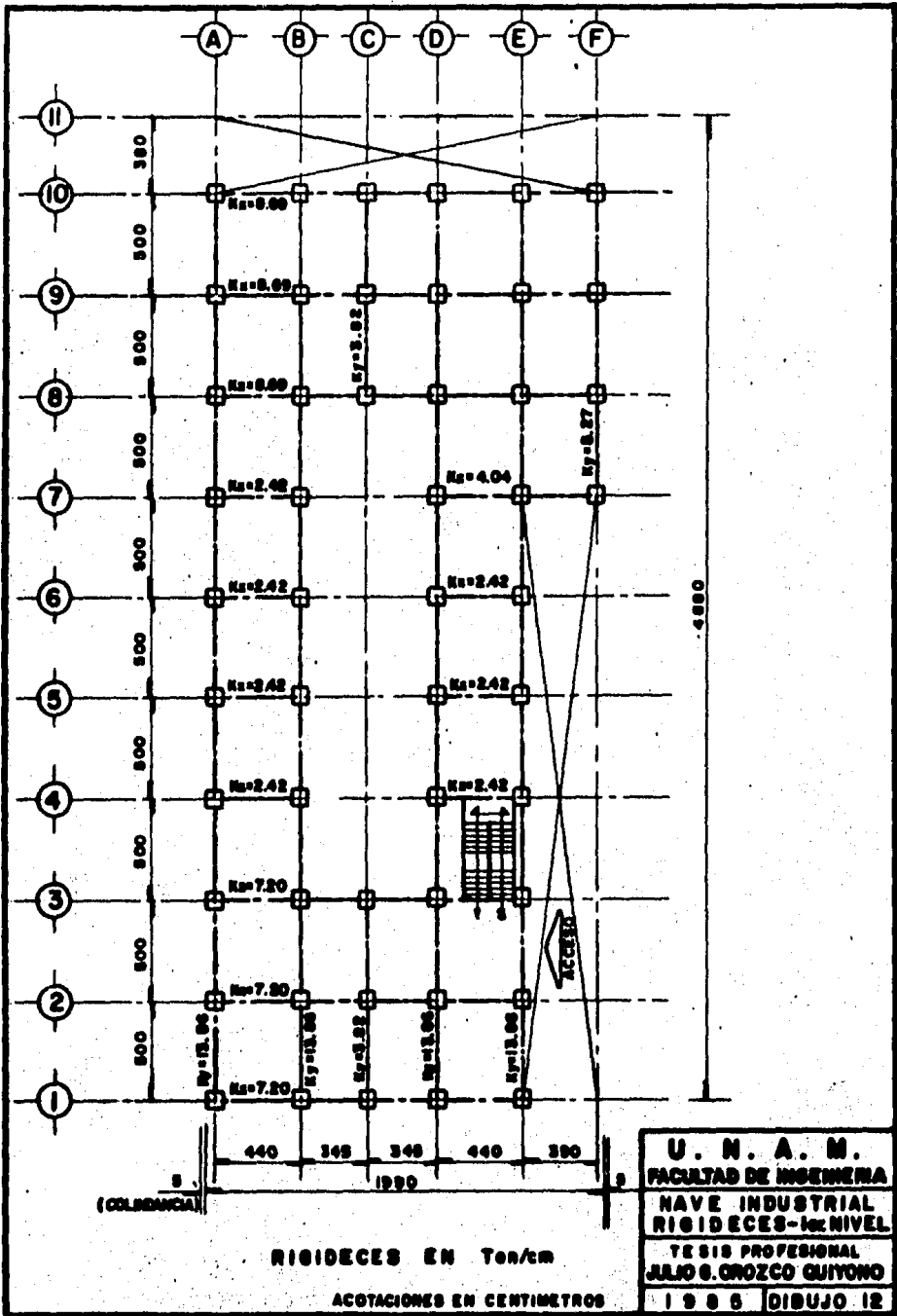
$$K_2 = 3\ 380.5\ \text{kg/cm} = 3.38\ \text{Ton/cm}$$

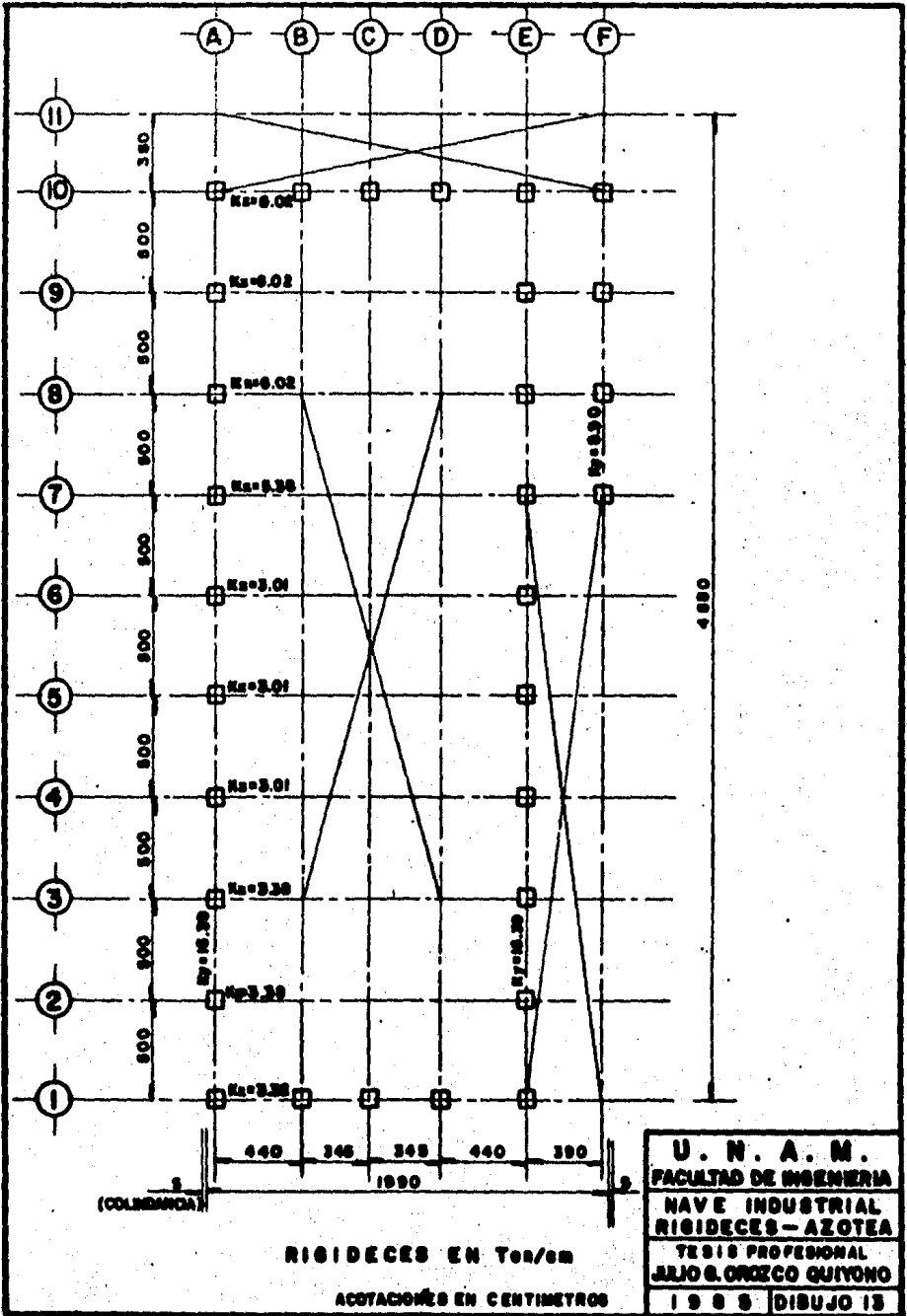
Las rigideces para los demás marcos en segundo -
entrepiso fueron calculados en forma análoga
(Ver tabla I-9)

Resumiendo las rigideces calculadas en ton/cm

MARCO	ENTREPISO	
	1	2
1	7.20	3.38
2	7.20	3.38
3	7.20	3.38
4	2.42	3.01
5	2.42	3.01
6	2.42	3.01
7	4.04	5.38
8	8.69	6.02
9	8.69	6.02
10	8.69	6.02
A	13.86	16.39
B	13.86	-
C	3.82	-
D	13.86	-
E	13.86	16.39
F	5.27	8.90

T A B L A I-9
(Ver dibujos 12 y 13)





C-2) Análisis sísmico estático.

Construcción perteneciente al GRUPO B

Estructuración TIPO I

Suelo TIPO II (suelo en transición) $\therefore C = 0.20$

A continuación determinaremos la fuerza cortante sísmica y según los valores obtenidos en la tabla I-10 calcularemos el período fundamental de vibración, para determinar si se permiten reducciones en las cortantes sísmicas.

NIVEL	ENTREPISO	W _i (Ton)	h _i (m)	W _i h _i	Fix (Ton)	V _{ix} (Ton)	F _{iy} (Ton)	V _{iy} (Ton)	ΣK _x (Ton/cm)	ΣK _y (Ton/cm)	Δ _{ix} (cm)
2	2	85.37	7.42	633.45	7.43	7.43	7.43	7.43	42.61	41.68	0.174
1	1	1103.90	4.02	4437.68	52.04	59.47	52.04	59.97	58.47	64.53	1.009
Σ		1189.27		5071.13							

NIVEL	ENTREPISO	X _i	Δ _{iy}	Y _i	W _i X _i ²	FixX _i	W _i Y _i ²	F _{iy} Y _i	W _i h _i ²	T _x (seg)	T _y (seg)
2	2	1.183	0.178	1.10	119.47	8.79	103.30	8.17	4700.16		
1	1	1.009	0.922	0.922	1123.86	52.51	938.41	47.98	17839.47		
Σ					1243.33	61.30	1041.71	56.15	22539.63	0.906	0.866

T A B L A I-10

$$Fix = V_x \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

$$V_x = \frac{C}{Q} W_i \dots (\text{pg. 15-406 DDF})$$

$$C = 0.20 \dots (\text{pg. 5-406 DDF})$$

$$Q_x = Q_y = 4.0 \dots (\text{pg. 7-406 DDF})$$

$$\Delta_{ix} = \frac{V_{ix}}{\sum K_x};$$

Donde:

W_i = Peso del nivel i

h_i = Altura del nivel i sobre el desplante.

Fix = Fuerza sísmica aplicada en el nivel i

V_{ix} = Fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado

ΣK_x = Rigidez de entrepiso (Ver tabla I-9)

$$V_x = V_y = \frac{0.20}{4.0} (1189.3) = 59.47 \text{ ton}$$

$$F_{ix} = 59.47 \left(\frac{633.45}{5071.13} \right) = 7.43 \text{ Ton.}$$

$$\Delta_{ix} = \frac{7.43}{42.61} = 0.174 \text{ cm}$$

Δ_{ix} = Desplazamiento de cada nivel
(Ver figura 1)

X_i = Desplazamiento total de cada nivel
(Ver figura 1)

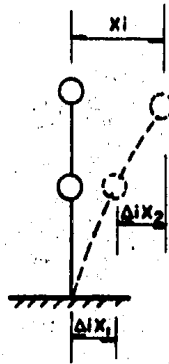


FIGURA 1

Periodo fundamental de vibración (pg. 15-406 DDF)

$$T_x = 6.3 \left(\frac{1}{g} \cdot \frac{\sum W_i X_i^{2.5/2}}{\sum F_i X_i} \right)$$

$$T_x = 6.3 \left(\frac{1}{981} \left(\frac{1243.33}{61.33} \right) \right)^{1/2} = 0.9059 \text{ seg.}$$

$$T_y = 6.3 \left(\frac{1}{981} \left(\frac{1041.71}{56.15} \right) \right)^{1/2} = 0.8664 \text{ seg.}$$

Según ART 236-406-DDF, los períodos fundamentales del espectro de diseño para la zona II del D.F. se muestran en la figura 2.

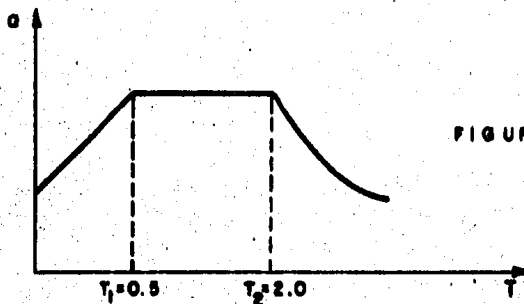


FIGURA 2

ESPECTRO DE DISEÑO

De acuerdo al ART 240-b-406-DDF en el que si T está comprendido entre T_1 y T_2 , no se permitirá reducción por concepto de la influencia del período fundamental de vibración.

A partir de esto, las fuerzas cortantes sobre la estructura son las mostradas en la tabla I-11

FUERZAS CORTANTES SOBRE LA ESTRUCTURA					
NIVEL	ENTREPISO	Fix (Ton)	Fly (Ton)	Vix (Ton)	Viy (Ton)
2	2	7.43	7.43	7.43	7.43
1	1	52.04	52.04	59.47	59.47

TABLA I - 11

NOTA: La fuerza cortante que debe ser resistida por un marco - cualquiera en un piso es igual a la suma de 2 efectos: el debido a la fuerza cortante del piso, supuesta actuando en el centro de rigideces y debido al momento torsionante del piso, para esto aplicaremos la fórmula 1 (Pag. 46 - Folleto complementario diseño sísmico de edificios, Emilio Rosenblueth).

$$\left. \begin{aligned} V_x &= V_{ix} \frac{K_{ix}}{EK_{ix}} + \frac{M_T}{J} \frac{K_{ix} Y_{it}}{J} \\ V_y &= V_{iy} \frac{K_{iy}}{EK_{iy}} + \frac{M_T}{J} \frac{K_{iy} X_{it}}{J} \end{aligned} \right\} \text{----- Fórmula 1}$$

$$J = EK_{ix} Y^2_{it} + EK_{iy} X^2_{it}$$

donde:

$$V_{ix} \frac{K_{ix}}{EK_{ix}} \quad \text{Efecto directo de } V_x$$

$\frac{M_T \cdot K_{ix} \cdot Y_{it}}{J}$ Efecto de Torsión.

V_x = Fuerza cortante sísmica que debe ser resistida por un marco cualquiera en un piso.

V_{ix} = Fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado.

X_{it}, Y_{it} = Coordenadas de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso -- en cuestión.

M_T = Momento torsionante en el entrepiso considerado que es igual al producto de la fuerza cortante en el piso por la excentricidad de diseño (e_d)

J = Momento polar de rigideces.

- ENTREPISO 2

$V_x = V_y = 7.43$ Ton C.G.C. (8.57, 23.59) Ver tabla I-8

Sentido X

EJE	K_{ix} (Ton/cm)	Y_i (m)	$K_{ix} Y_i$	Y_{iT}	$K_{ix} Y_{iT}$	$K_{ix} Y_{iT}^2$
1	3.38	0	0	-26.17	-88.45	2314.86
2	3.38	5	16.90	-21.17	-71.55	1514.81
3	3.38	10	33.80	-16.17	-54.65	883.76
4	3.01	15	45.15	-11.17	-33.62	375.55
5	3.01	20	60.20	-6.17	-18.57	114.59
6	3.01	25	75.25	-1.17	-3.62	4.12
7	5.38	30	161.40	3.83	20.61	78.92
8	6.02	35	210.70	8.83	53.16	469.37
9	6.02	40	240.80	13.83	83.26	1151.44
10	6.02	45	270.90	18.83	113.36	2134.50
Σ	42.61		1115.10			9041.92

TABLA I - 12

$$Y_T = \frac{\sum K_{ix} Y_i}{\sum K_{ix}} = \frac{1115.10}{42.61} = \underline{26.17 \text{ m}}$$

$$Y_{iT} = Y_i - Y_T$$

Sentido Y

EJE	K_{iy} (Ton/cm)	X_i (m)	$K_{iy} X_i$	X_{iT}	$K_{iy} X_{iT}$	$K_{iy} X_{iT}^2$
A	16.39	0	0	-10.35	-169.64	1755.74
B	-	-	-	-	-	-
C	-	-	-	-	-	-
D	-	-	-	-	-	-
E	16.39	15.7	257.32	5.35	87.69	469.12
F	8.90	19.6	174.44	9.25	82.33	761.51
Σ	41.68		431.76			2986.37

TABLA I-13

$$X_{iT} = \frac{\sum K_{iy} X_i}{\sum K_{iy}} = \frac{431.76}{41.68} = \underline{10.35 \text{ m}}$$

$$J = \sum K_{ix} Y_{iT}^2 + \sum K_{iy} X_{iT}^2$$

$$J = 9041.92 + 2986.37 = 12028.29 \text{ Ton-m}$$

C.G.C. (8.57, 23.59) Centro de gravedad de cargas

C.T. (10.35, 26.17) Centro de torsión.

- EFECTO DE TORSION

Sentido X

$$e_y = | \text{C.T.} - \text{C.G.C.} |$$

$$e_y = | 26.17 - 23.59 | = 2.58 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño

$$e_{Dy} \begin{cases} 1.5 e_y + 0.1 L = 1.5 (2.58) + 0.1 (45) = 8.37 \\ e - 0.1 L = 2.58 - 0.1 (45) = -1.92 \end{cases}$$

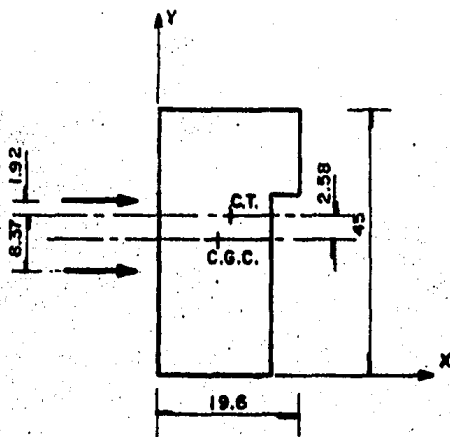


FIGURA 3

EJE	CORTANTE DIRECTO (Ton)	EFECTO DE TORSION (Ton)		EFECTO TOTAL Vx (Ton)	EFECTO Vy (Ton)
		MT _{x1}	MT _{x2}		
1	0.589	0.4573	-0.1000	1.0463	0.2530
2	0.589	0.3699	-0.0850	0.9589	0.2046
3	0.589	0.2825	-0.0650	0.8715	0.1563
4	0.525	0.1738	-0.0400	0.6988	0.0962
5	0.525	0.0960	-0.0220	0.6210	0.0531
6	0.525	0.0182	-0.0040	0.5432	0.0104
7	0.938	-0.1066	0.0244	0.9624	-0.0589
8	1.050	-0.2748	0.0631	1.1131	-0.1520
9	1.050	-0.4305	0.0988	1.1488	-0.2381
10	1.050	-0.5861	0.1345	1.1845	-0.3242

TABLA I - 14

NOTA.- De los valores obtenidos por el efecto de torsión se sumará al cortante directo el que provoque el efecto más desfavorable.

Para el Eje 1.

$$V_x = V_{ix} \frac{K_{ix}}{EK_{ix}} + \frac{M_{Tx}}{J} \frac{K_{ix} Y_{it}}{J}$$

$$V_{ix} = \frac{K_{ix}}{\sum K_{ix}} = 7.43 \left(\frac{3.38}{42.61} \right) = 0.589 \text{ Ton.}$$

$$M_{Tx} = V_{ix} (e_D)$$

$$M_{Tx1} = 7.43 (-8.37) = -62.19 \text{ Ton-m}$$

$$M_{Tx2} = 7.43 (1.92) = 14.27 \text{ Ton-m}$$

$$\frac{M_{Tx1}}{J} K_{ix} Y_{it} = \frac{-62.19}{12028.29} (-88.45) = 0.4573 \text{ Ton.}$$

$$\frac{M_{Tx2}}{J} K_{ix} Y_{it} = \frac{14.27}{12028.29} (-88.45) = -0.10 \text{ Ton.}$$

Los valores para los demás ejes, obtenidos en la tabla I-14 son calculados de forma análoga.

Sentido Y

$$e_x = |10.25 - 8.57| = 1.78 \text{ m}$$

$$e_{Dx} = \begin{cases} 1.5 (1.78) + 0.1 (19.6) = 4.63 \\ 1.78 - 0.1 (19.6) = -0.18 \end{cases}$$

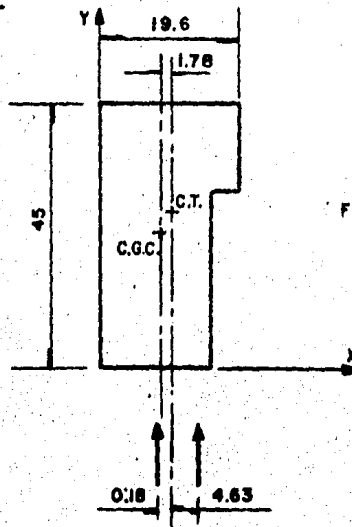


FIGURA 4

EJE	CORTANTE DIRECTO (Ton)	EFECTO DE TORSION (Ton)		EFECTO TOTAL Vy (Ton)	EFECTO DE Vx (Ton)
		MTy1	MTy2		
A	2.920	0.4851	-0.0189	3.4051	0.8771
B	-	-	-	-	-
C	-	-	-	-	-
D	-	-	-	-	-
E	2.920	-0.2508	0.0098	2.9300	-0.4534
F	1.586	-0.2354	0.0092	1.5960	-0.4257

TABLA I - 15

$$\text{Efecto de Vy (Sentido X)} = \frac{MTy}{J} (Kix YiT) = \frac{-34.4}{12028.29} (-88.45) = 0.2530 \text{ Ton.}$$

$$\text{Efecto de Vx (Sentido Y)} = \frac{MTx}{J} (Kiy XiT) = \frac{-62.19}{12028.29} (-169.63) = 0.8771 \text{ Ton}$$

De forma análoga para los demás ejes en ambos sentidos.

ENTREPISO 1

C.G.C. (8.76, 23.17) ... Tabla I-8

Vx = Vy = 59.47 Ton Tabla I-11

Sentido X

EJE	Kix (Ton/cm)	Yi (m)	Kix Yi	YiT	Kix YiT	Kix YiT ²
1	7.20	0	0	-24.03	-173.02	4157.57
2	7.20	5	36	-19.03	-137.02	2607.41
3	7.20	10	72	-14.03	-101.02	1417.25
4	2.42	15	36.30	- 9.03	- 21.85	197.33
5	2.42	20	48.40	- 4.03	- 9.75	39.30
6	2.42	25	60.50	0.97	2.35	2.28
7	4.04	30	121.20	5.97	24.12	143.29
8	8.69	35	304.15	10.97	95.33	1045.76
9	8.69	40	347.60	15.97	138.78	2216.31
10	8.69	45	391.05	20.97	182.23	3821.35
Σ	58.97		1417.20			15648.56

TABLA I - 16

$$Y_T = \frac{1417.20}{58.97} = \underline{\underline{24.03 \text{ m}}}$$

$$Y_{iT} = Y_i - Y_T$$

SENTIDO Y

E J E	Kiy (Ton/cm)	Xi (m)	KiyXi	XiT	KiyXiT	KiyXiT ²
A	13.86	0	0	-8.81	-122.11	1075.76
B	13.86	4.40	60.98	-4.41	- 61.12	269.55
C	3.82	7.85	29.99	-0.96	- 3.67	3.52
D	13.86	11.30	156.62	2.49	34.51	85.93
E	13.86	15.70	217.60	6.89	95.50	657.96
F	5.27	19.60	103.29	10.79	56.86	613.56
Σ	64.53		568.48			2706.28

TABLA I - 17

$$X_T = \frac{568.48}{64.53} = \underline{\underline{8.81 \text{ m}}}$$

$$X_{iT} = X_i - X_T$$

$$J = 15648.56 + 2706.28 = 18354.84 \text{ Ton-m}$$

$$\text{C.G.C. } (8.76, 23.17)$$

$$\text{C.T. } (8.81, 24.03)$$

EFECTO DE TORSION

Sentido X

$$e_y = | 24.03 - 23.17 | = 0.86 \text{ m}$$

Excentricidad de diseño

$$e_{Dy} = \begin{cases} 1.5 (0.86) + 0.1(45) = 5.79 \\ 0.86 - 0.1(45) = -3.64 \end{cases}$$

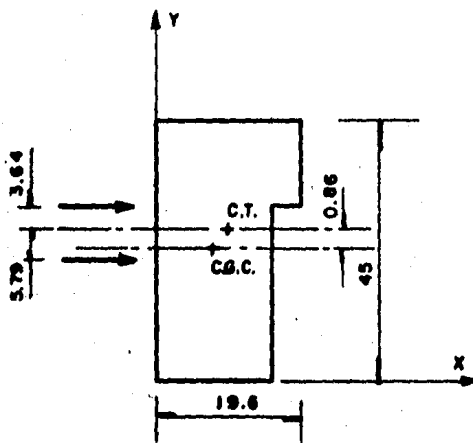


FIGURA 5

EJE	CORTANTE DIRECTO (Ton)	EFECTO DE TORSION (Ton)		EFECTO TOTAL Vx (Ton)	EFECTO DE Vy (Ton)
		MT _{X1}	MT _{X2}		
1	7.26	3.25	-2.040	10.51	1.14
2	7.26	2.57	-1.620	9.83	0.91
3	7.26	1.90	-1.190	9.16	0.67
4	2.44	0.41	-0.260	2.85	0.14
5	2.44	0.183	-0.115	2.62	0.06
6	2.44	-0.044	0.028	2.47	-0.02
7	4.07	-0.453	0.285	4.36	-0.16
8	8.76	-1.788	1.124	9.88	-0.63
9	8.76	-2.60	1.637	10.40	-0.92
10	8.76	-3.42	2.150	10.91	-1.20

TABLA I - 18

Para el eje 1

$$V_x = V_{ix} \frac{K_{ix}}{\Sigma K_{ix}} = 59.47 \left(\frac{7.20}{58.97} \right) = 7.26 \text{ Ton}$$

$$M_{Tx_1} = 59.47 (-5.79) = -344.33 \text{ Ton-m}$$

$$M_{Tx_2} = 59.47 (3.64) = 216.47 \text{ Ton-m}$$

$$\frac{M_{Tx_1}}{J_x} (K_{ix} - Y_{iT}) = \frac{-344.33}{18354.84} (-173.02) = 3.25 \text{ Ton}$$

$$\frac{M_T x_2}{J} (\text{Kix Yit}) = \frac{216.47}{18354.84} (-173.02) = -2.04 \text{ Ton}$$

Los valores para los demás ejes obtenidos en la tabla son calculados en forma análoga.

Sentido y

$$e_x = | \text{C.T.} - \text{C.G.C.} | = | 8.81 - 8.76 | = 0.05 \text{ m}$$

excentricidad de diseño

$$e_{Dx} = \begin{cases} 1.5(0.05) + 0.1(19.6) = 2.035 \\ 0.05 - 0.1(19.6) = -1.91 \end{cases}$$

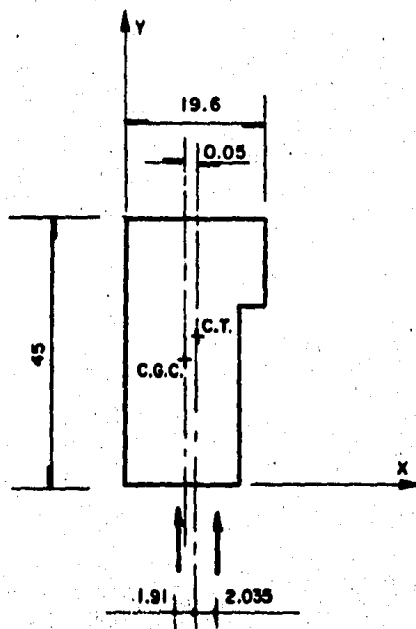


FIGURA 6

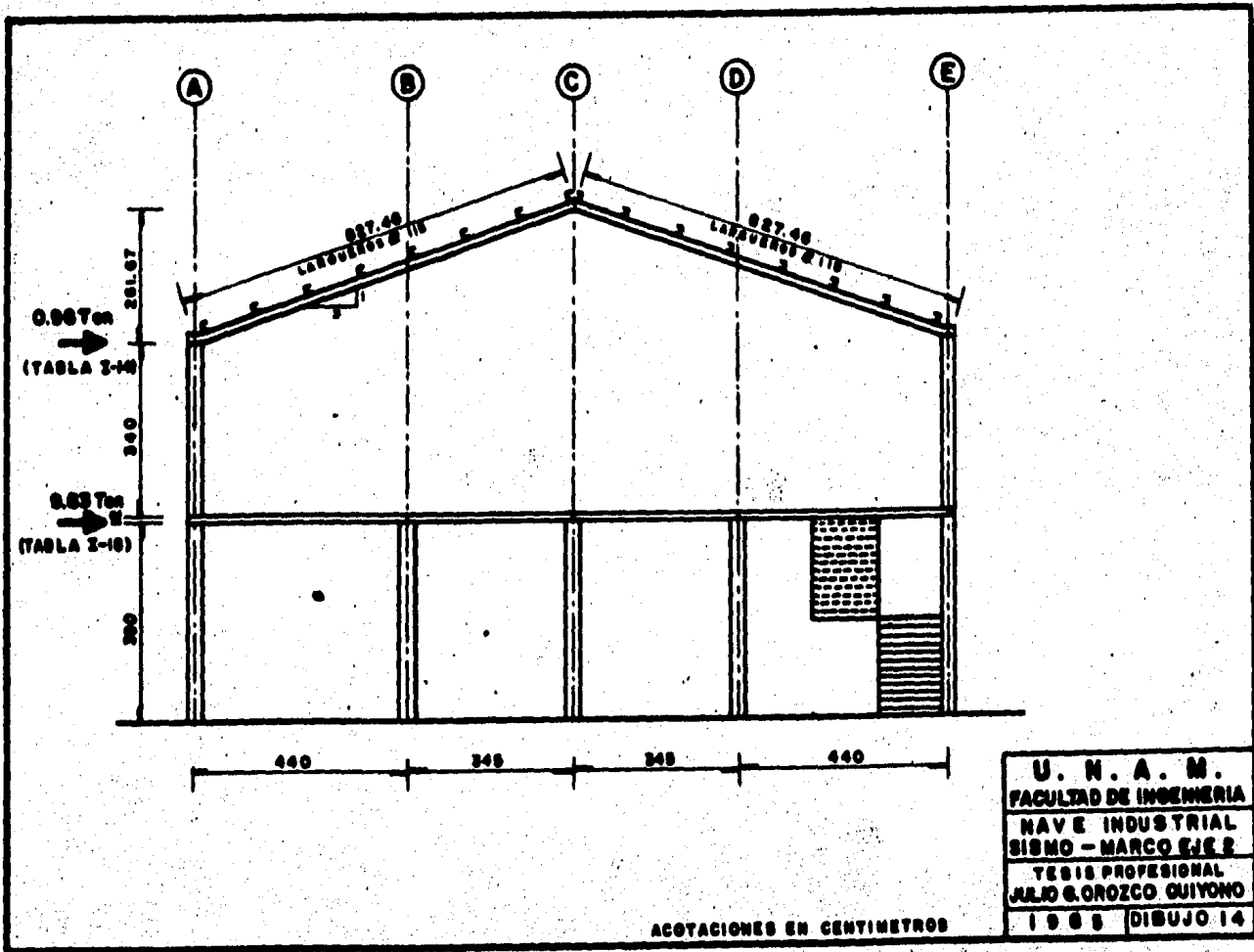
EJE	CORTANTE DIRECTO(Ton)	EFECTO DE TORSION (Ton)		EFECTO TOTAL Vy (Ton)	EFECTO DE Vx (Ton)
		M _{Ty1}	M _{Ty2}		
A	12.77	0.81	-0.756	13.58	2.29
B	12.77	0.40	-0.378	13.17	1.15
C	3.52	0.024	-0.023	3.54	0.07
D	12.77	-0.228	0.214	12.98	-0.65
E	12.77	-0.630	0.591	13.36	-1.79
F	4.86	-0.375	0.352	5.21	-1.07

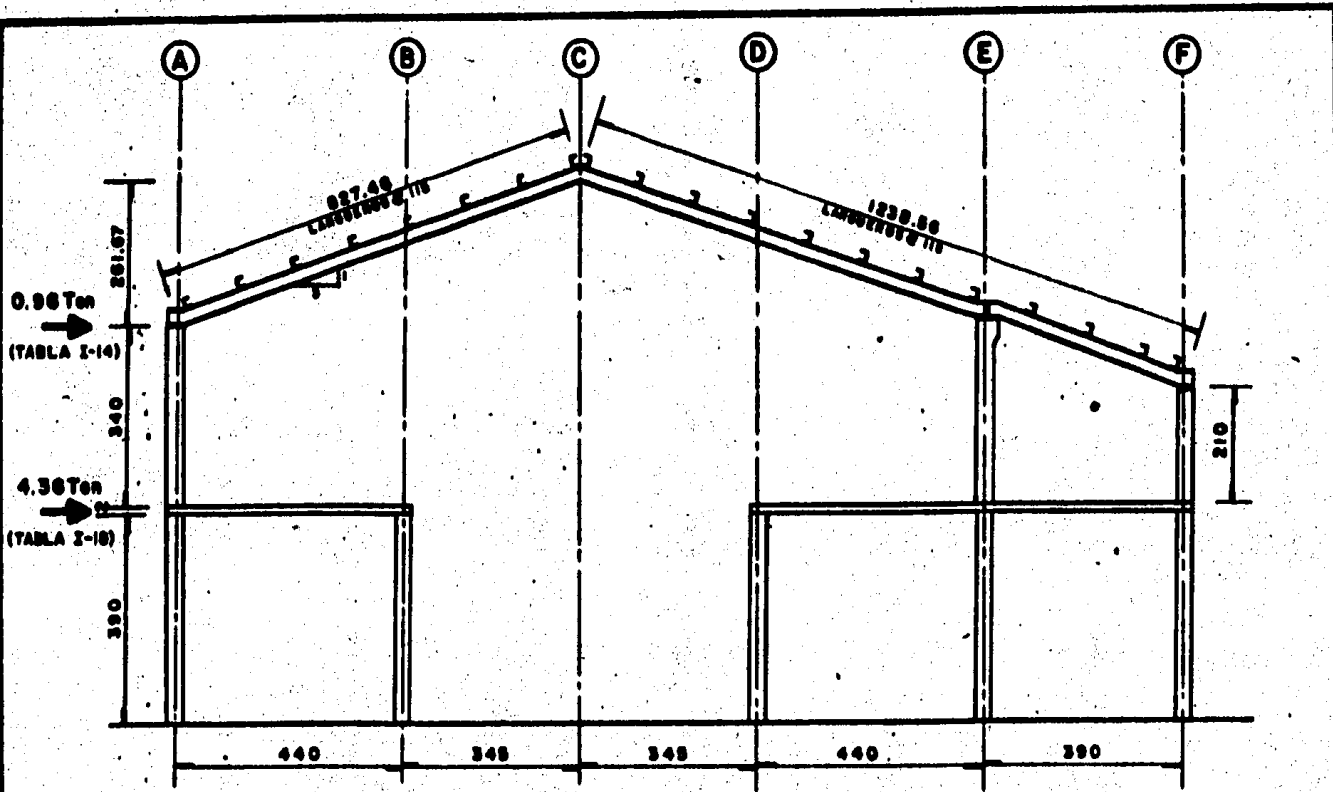
TABLA I - 19

$$\text{Efecto de } V_y \text{ (Sentido X)} = \frac{M_{Ty}}{J} (K_{ix} Y_i T) = \frac{(59.47) - (-2.04)}{18354.84} (-173.02) = 1.14 \text{ Ton.}$$

$$\text{Efecto de } V_x \text{ (Sentido Y)} = \frac{M_{Tx}}{J} (K_{iy} X_i T) = \frac{(59.47) (-5.79)}{18354.84} (-122.11) = 2.29 \text{ Ton}$$

De manera análoga para los demás ejes en ambos sentidos.

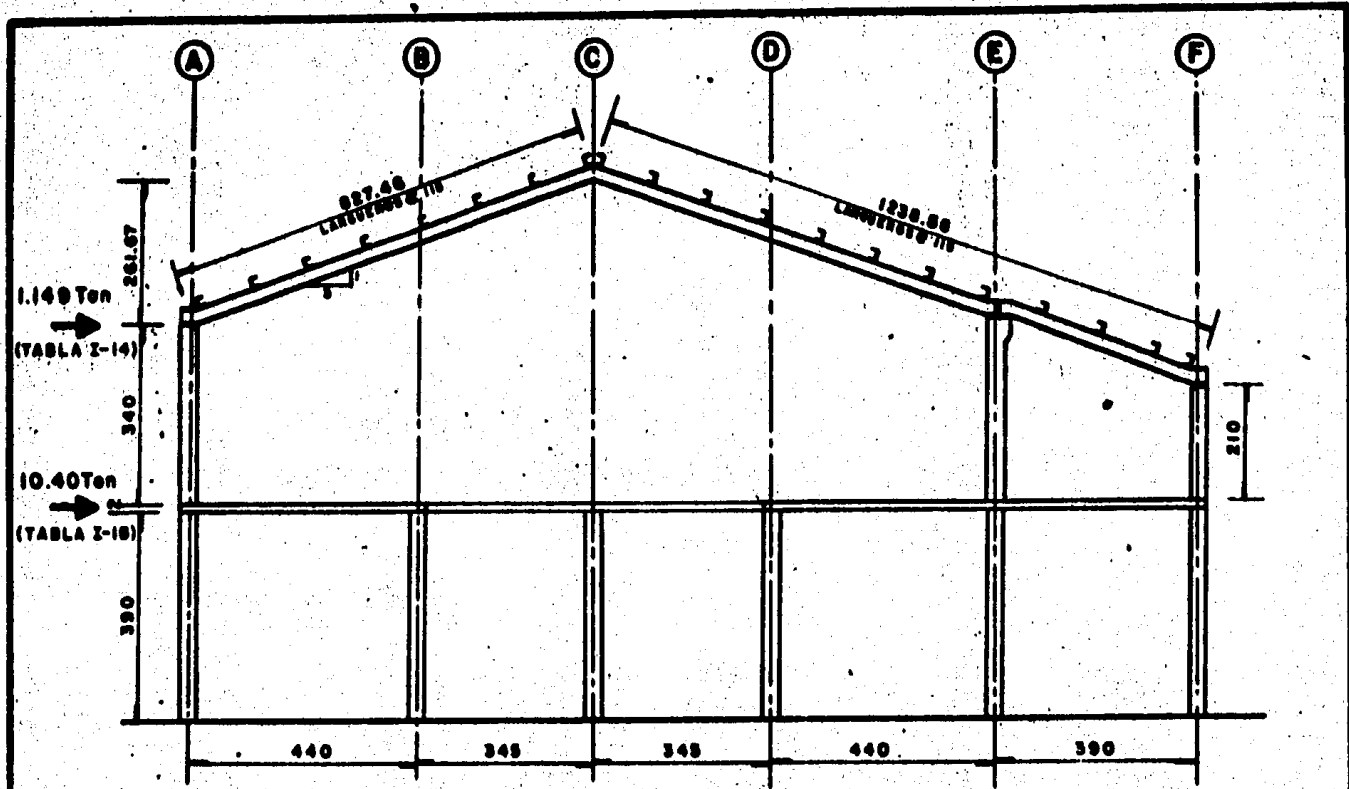




SISMO

ACOTACIONES EN CENTIMETROS

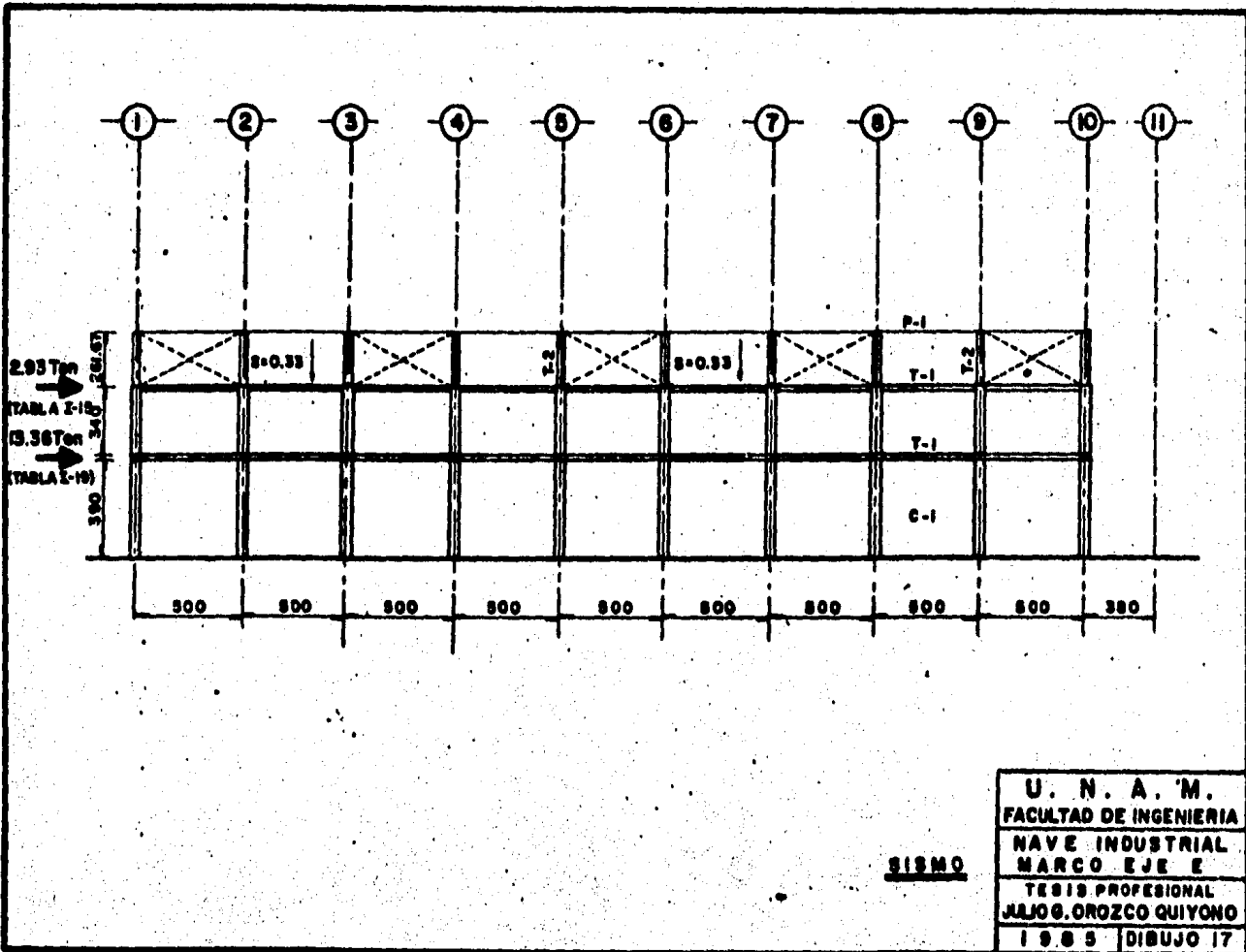
U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA
NAVE INDUSTRIAL
MARCO EJE 7
TESIS PROFESIONAL
JULIO S. OROZCO QUIYONO
1965 DIBUJO 18



SISMO

ACOTACIONES EN CENTIMETROS

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA
NAVE INDUSTRIAL
MARCO EJE 9
TESIS PROFESIONAL
JULIO S. OROZCO QUIYONO
1988 DIBUJO 16



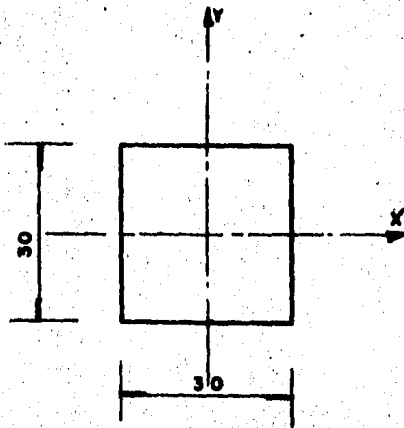
CAPITULO II

ANALISIS ESTRUCTURAL

a) Propiedades de los elementos.

a-1) Columna C-1

Para análisis consideraremos la siguiente sección:



Momento de inercia

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 6.75 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

Módulo de sección

$$S = \frac{I}{\text{Fibra más alejada}}$$

$$S_x = S_y = 4.5 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

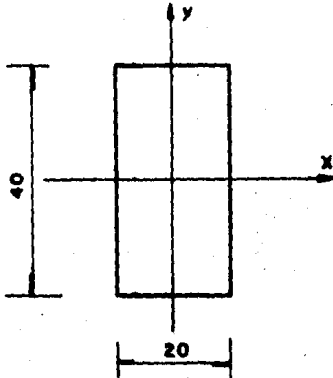
Area

$$A = 0.09 \text{ m}^2$$

Radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} ; \quad r_x = r_y = 0.0866$$

a-2) Trabe T - 1 (Trabe de concreto)



$$I_x = 1.067 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_y = 2.67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$S_x = 5.335 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

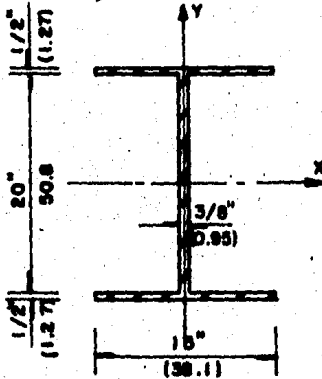
$$S_y = 1.33 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$A = 0.08 \text{ m}^2$$

$$r_x = 0.0133$$

$$r_y = 0.02581$$

a-3) Trabe T - 2 (Trabe armada)



Por teorema de ejes paralelos

$$I_x = 2 \left(\frac{0.381 \times 0.0127^3}{12} + 0.381 \times 0.0127 \times 0.2604^2 \right) + \frac{0.508^3 \times 0.00953}{12} = 7.6 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I_y = 2 \left(\frac{0.381^3 \times 0.0127}{12} + 0.381 \times 0.0127 \times 0.2604^2 \right) + \frac{0.508 \times 0.0095^3}{12} = 7.7 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$S_x = 0.00285 \text{ m}^3 ; \quad S_y = 0.00289 \text{ m}^3$$

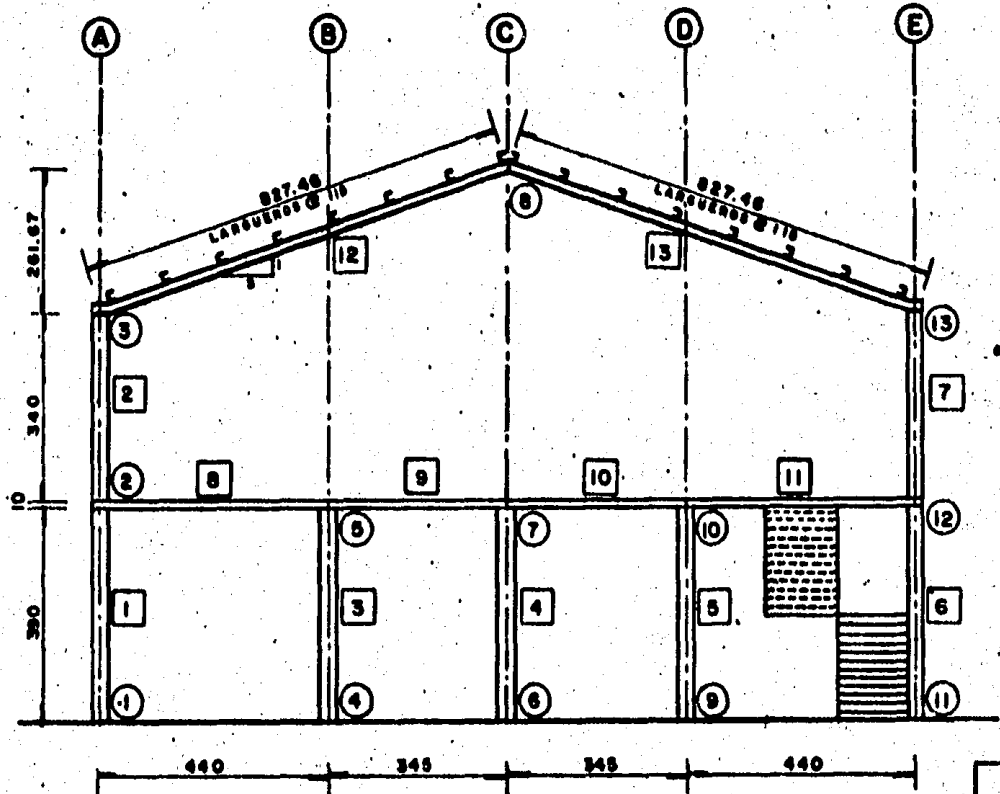
$$A = 0.01452 \text{ m}^2 ; \quad r_y = 0.2303$$

b) Análisis de los marcos.

El análisis estructural se realizó por computadora, empleando el programa para estructuras llamado "strudl".

Se analizaron los marcos transversales en ejes 2, 7, 9 y el marco longitudinal en eje E (Dibujos 18, 19, 20 y 21).

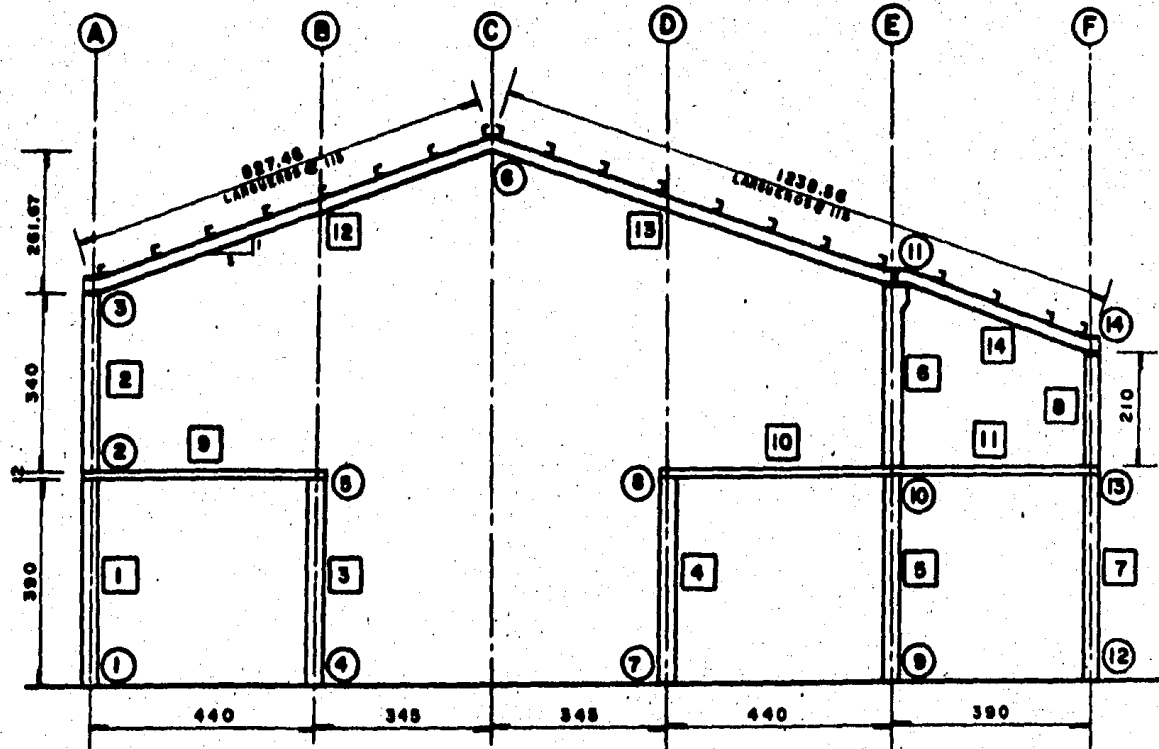
A continuación describiremos la secuencia empleada en el -



○ JUNTAS
 □ MIEMBROS INCIDENTES

ACOTACIONES EN CENTIMETROS

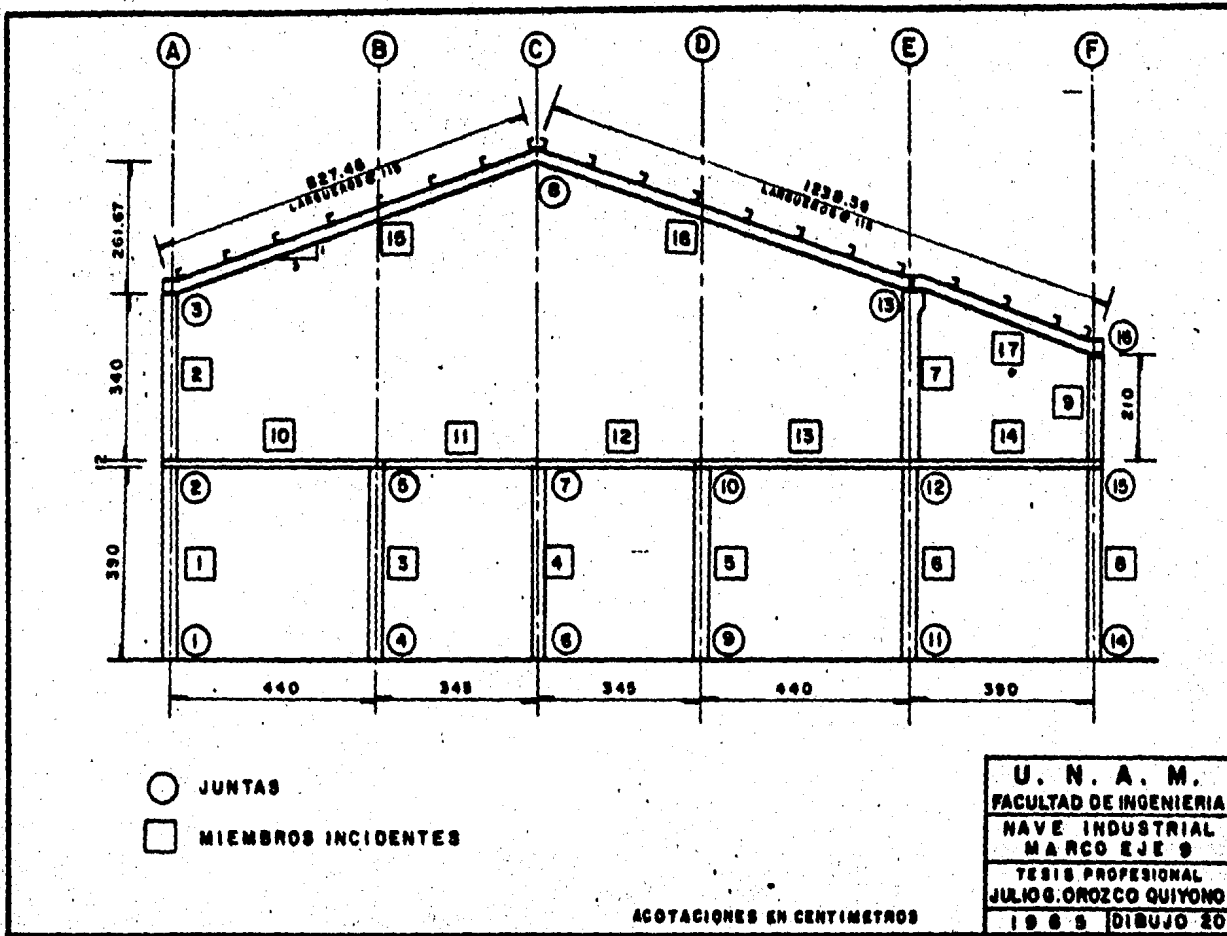
U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
NAVE INDUSTRIAL	
MARCO EJE 2	
TESIS PROFESIONAL	
JULIO G. OROZCO QUIYONO	
1985	DIBUJO 18

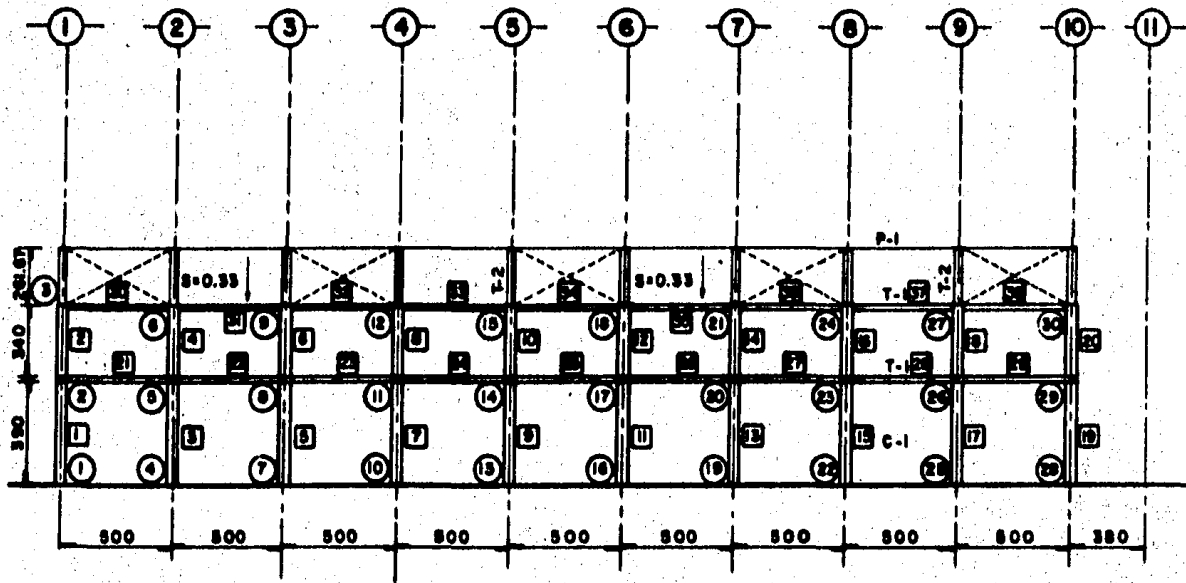


○ JUNTAS
 □ MIEMBROS INCIDENTES

U. N. A. M.
 FACULTAD DE INGENIERIA
 HAVE INDUSTRIAL
 MARCO EJE 7
 TESIS PROFESIONAL
 JULIO G. OROZCO QUIYONO.
 1985 DIBUJO 19

ACOTACIONES EN CENTIMETROS





- JUNTAS
- MIEMBROS INCIDENTES

U. N. A. 'M.
FACULTAD DE INGENIERIA
MAVE INDUSTRIAL
MARCO EJE E
TESIS PROFESIONAL
JULIO G. OROZCO QUIYONO
1985 DIBUJO 21

programa empleado teniendo como ejemplo el marco en el eje 2.

El marco se analiza en el plano "xy" y las unidades empleadas en kilogramos-metro y metros.

Como se muestra en el dibujo 18, se numeran los miembros y las juntas pertenecientes al marco en cuestión.

Las propiedades de cada uno de los elementos, han sido calculadas en el inciso a) del presente capítulo.

Las constantes empleadas en el análisis para cada material son las siguientes:

- Concreto ($f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} \text{Módulo de elasticidad, } E &= 10\,000 \sqrt{f'c} = \\ &= 14.14 \times 10^8 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Módulo de Poisson } P = 0.33$$

- Acero (Acero estructural A - 36)

$$\text{Módulo de elasticidad, } E = 2.1 \times 10^{10} \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Módulo de Poisson } P = 0.30$$

A continuación daremos las condiciones de carga consideradas en base a los resultados calculados en el Capítulo I.

- Condición de carga 1 - "Carga muerta + Carga viva"

Carga en miembros.

$$12, 13 \quad \text{Fuerza en y uniforme } W = -438.57 \text{ kg/m}$$

$$8 \text{ a } 11 \quad \text{Fuerza en y uniforme } W = -3224.00 \text{ kg/m}$$

$$1 \text{ a } 7 \quad \text{Fuerza en y uniforme } W = -216.00 \text{ kg/m}$$

Carga en juntas.

$$3, 13 \quad \text{Fuerza en y } = -902.40 \text{ kg}$$

$$2, 12 \quad \text{Fuerza en y } = -13865.28 \text{ kg}$$

$$5, 10 \quad \text{Fuerza en y } = -20676.60 \text{ kg}$$

$$7 \quad \text{Fuerza en y } = -22334.00 \text{ kg}$$

- Condición de carga 2 "Carga por viento, derecha a izquierda"
 - Carga en miembros
 - 6, 7 Fuerza en x uniforme $W = -184.40 \text{ kg/m}$
 - 13 Fuerza en y uniforme $W = 235.85 \text{ kg/m}$ aplicada hasta el 31.4% la longitud del miembro.
 - 13 Fuerza en y uniforme $W = 143.15 \text{ kg/m}$ aplicada del 31.4% hasta el 100% la longitud del miembro.
 - 12 Fuerza en y uniforme $W = 172.50 \text{ kg/m}$
 - 1, 2 Fuerza en x uniforme $W = -172.50 \text{ kg/m}$

- Condición de carga 3 "Carga por viento, izquierda a derecha"
 - Carga en miembros.
 - 1, 2 Fuerza en x uniforme $W = 184.40 \text{ kg/m}$
 - 12 Fuerza en y uniforme $W = 235.85 \text{ kg/m}$ aplicada hasta el 31.4% la longitud del miembro.
 - 12 Fuerza en y uniforme $W = 143.15 \text{ kg/m}$ aplicada del 31.4% al 100% la longitud del miembro.
 - 13 Fuerza en y uniforme $W = 172.50 \text{ kg/m}$
 - 6, 7 Fuerza en x uniforme $W = 172.50 \text{ kg/m}$

- Condición de carga 4 "Carga por sismo, izquierda a derecha"
 - Carga en juntas
 - 2, 12 Fuerza en x = 4915.00 kg
 - 3, 13 Fuerza en x = 480.00 kg

- Condición de carga 5 "Carga por sismo, derecha a izquierda"
 - 2, 12 Fuerza en x = 4915.00 kg
 - 3, 13 Fuerza en x = -480.00 kg

- Condición de carga 6 "Combinación, carga 1 (75%) + carga 2 (75%)."

- Condición de carga 7 "Combinación, carga 1 (75%) + carga 3 (75%)"
- Condición de carga 8 "Combinación, carga 1 (75%) + carga 4 (75%)".
- Condición de carga 9 "Combinación, carga 1 (75%) + carga 5 (75%)".

La secuencia para el programa de los marcos en ejes 7, 9 y E es similar a la descrita para el marco en eje 2.

c) Resumen.

En la tabla II-1 se muestran los resultados más desfavorables para cada marco y cada condición de carga. Para determinar bajo que acciones se diseñarán los elementos estructurales, se calcularon los esfuerzos en cada condición de carga empleando la fórmula de la escuadria.

$$F_{1,2} = \frac{P}{A} + \frac{M}{S}$$

Donde:

P = Fuerza axial en el miembro.

A = Area de la sección.

M = Momento actuante en el miembro.

S = Modulo de sección.

De los resultados obtenidos del análisis de esfuerzos, las acciones más desfavorables se encuentran enmarcadas en las Tablas II-2 y II-2.

Las acciones sobre los marcos con las acciones más desfavorables se muestran en los dibujos 22, 23, 24 y 25.

TABLA II - 1

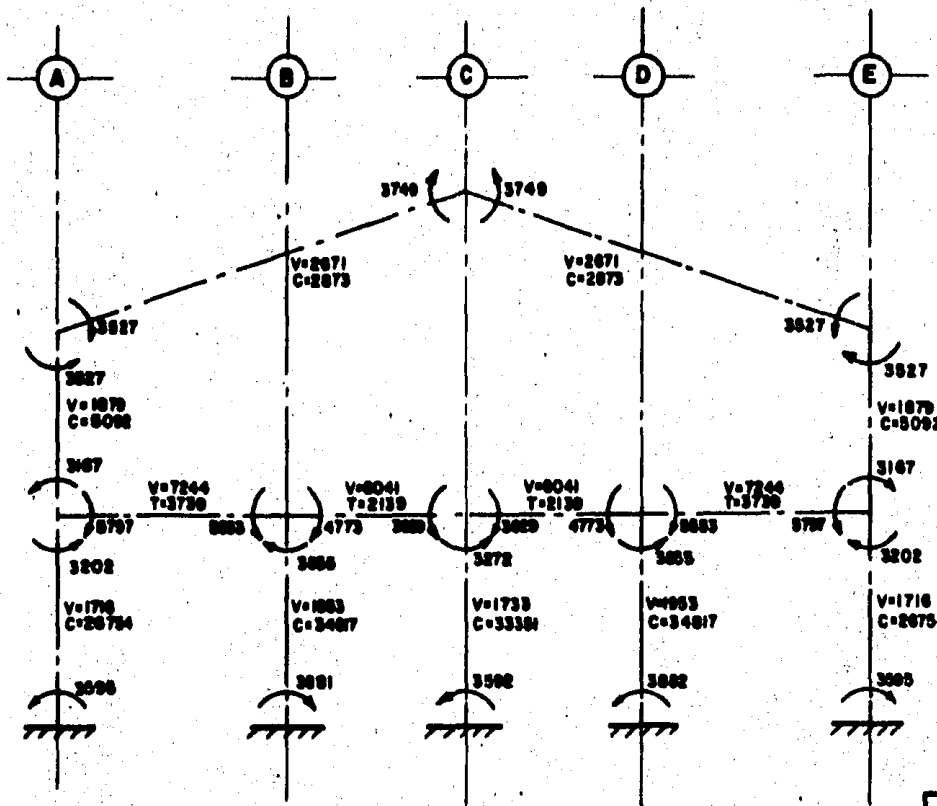
ELEMENTOS MECANICOS

CONDICION DE CARGA	CARGAS SOBRE															
	COLUMNA					TRADE DE CONCRETO					TRADE DE ACERO					
	MEMBRO Nº	JUNTA Nº	M. max. (Kg-m)	V. max. (Kg)	AXIAL (Kg)	MEMBRO Nº	JUNTA Nº	M. max. (Kg-m)	V. max. (Kg)	AXIAL (Kg)	MEMBRO Nº	JUNTA Nº	M. max. (Kg-m)	V. max. (Kg)	AXIAL (Kg)	
MARGO EJE 2	1	2	3	-3335	1879	-4345	8	5	-4933	7244	1451	12	8	3749	959	-2873
	6	2	2	-2221	-1434	2818	11	10	4192	5751	-58	12	3	1896	1187	1436
	7	7	12	2221	1434	2818	8	5	-4192	5751	58	13	13	-1896	1187	-1436
	8	3	4	3881	1954	26204	11	12	-5797	6217	3739	13	13	-3527	2127	-2196
	9	5	9	-3381	-1954	26204	8	2	5797	6217	-3739	12	3	3527	2127	2196
MARGO EJE 7	1	1	2	-3367	1521	-26598	10	10	-6239	8061	-653	13	11	-7145	3196	-2314
	6	1	2	-2682	1043	59037	10	10	-4404	5906	-687	14	11	3217	1351	31
	7	1	2	-2062	1035	18668	10	10	-4957	6191	-282	13	11	-2836	1363	-1347
	8	7	13	2558	-1291	10918	10	10	-5611	6538	226	13	11	-5015	2291	-2038
	9	1	2	-4056	1995	20592	9	2	5421	6619	-569	14	11	5804	2287	-12
MARGO EJE 9	1	2	3	-3363	1930	-4204	13	12	-5178	7191	1119	16	13	-5581	2789	-2966
	6	2	2	-2183	-1351	2742	14	12	4011	5353	-28	16	13	-2177	1260	-1372
	7	2	2	-1826	-767	2750	13	12	-4110	5498	844	16	13	-2003	1144	-1695
	8	3	5	3222	-1625	22822	13	12	-5158	5974	2716	16	13	-3884	1988	-2568
	9	5	9	-3250	-1550	30481	14	12	5536	6247	2525	17	13	4671	1951	564
MARGO EJE	1	20	29	2439	981	4370	29	26	8283	9527	-99					
	6	20	29	1822	772	2772	29	26	6142	7120	-157					
	7															
	8	19	29	3745	-1807	-17896	28	26	-6981	7175	2940					
	9	17	25	-2818	-1371	28924	29	26	7680	7789	3802					

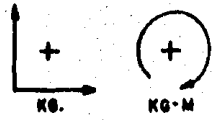
- CONDICION 1.- CARGA MUERTA + CARGA VIVA
- CONDICION 6.- CARGA MUERTA + CARGA VIVA + VIENTO (DERECHA A IZQUIERDA) COMBINACION AL 75%
- CONDICION 7.- CARGA MUERTA + CARGA VIVA + VIENTO (IZQUIERDA A DERECHA) COMBINACION AL 75%
- CONDICION 8.- CARGA MUERTA + CARGA VIVA + SISMO (DERECHA A IZQUIERDA) COMBINACION AL 75%
- CONDICION 9.- CARGA MUERTA + CARGA VIVA + SISMO (IZQUIERDA A DERECHA) COMBINACION AL 75%

CONDICION DE CARGA	ESFUERZO	MARCO 2 (Kg/cm ²)	MARCO 7 (Kg/cm ²)	MARCO 9 (Kg/cm ²)	MARCO E (Kg/cm ²)
C O L U M N A					
1	Γ_1	-78.93	-104.38	-79.40	59.06
	Γ_2	69.28	45.27	70.06	-49.34
6	Γ_1	-46.22	-80.75	-45.46	43.57
	Γ_2	52.49	38.45	51.56	-37.40
7	Γ_1	52.49	-66.56	-37.52	-
	Γ_2	-46.22	25.08	43.63	-
8	Γ_1	115.36	44.71	46.24	63.34
	Γ_2	-57.12	-68.98	-96.96	-103.11
9	Γ_1	-57.12	-113.01	38.36	-30.48
	Γ_2	115.36	67.25	106.09	94.76
T R A B E D E C O N C R E T O					
1	Γ_1	-90.85	-117.67	-95.81	155.15
	Γ_2	94.08	116.22	98.30	-155.37
6	Γ_1	78.51	81.79	75.15	114.95
	Γ_2	-78.64	-83.31	-75.21	-115.30
7	Γ_1	-78.51	-93.23	-76.10	-
	Γ_2	78.64	92.60	77.98	-
8	Γ_1	-104.51	-104.92	-93.66	107.37
	Γ_2	112.81	105.42	99.70	-122.88
9	Γ_1	104.51	100.98	106.57	148.18
	Γ_2	-112.81	-102.24	-100.96	-139.73
T R A B E D E A C E R O					
1	Γ_1	111.76	-266.64	-216.25	
	Γ_2	-151.33	234.77	175.40	
6	Γ_1	76.42	113.09	-85.84	
	Γ_2	-56.64	-112.66	66.94	
7	Γ_1	-76.42	-108.79	-81.95	
	Γ_2	56.64	90.23	58.61	
8	Γ_1	-138.88	-190.00	-153.97	
	Γ_2	108.63	161.93	118.60	
9	Γ_1	138.88	203.02	167.80	
	Γ_2	-108.63	-204.28	-160.01	

TABLA II - 2



CONVENCION DE SIGNOS



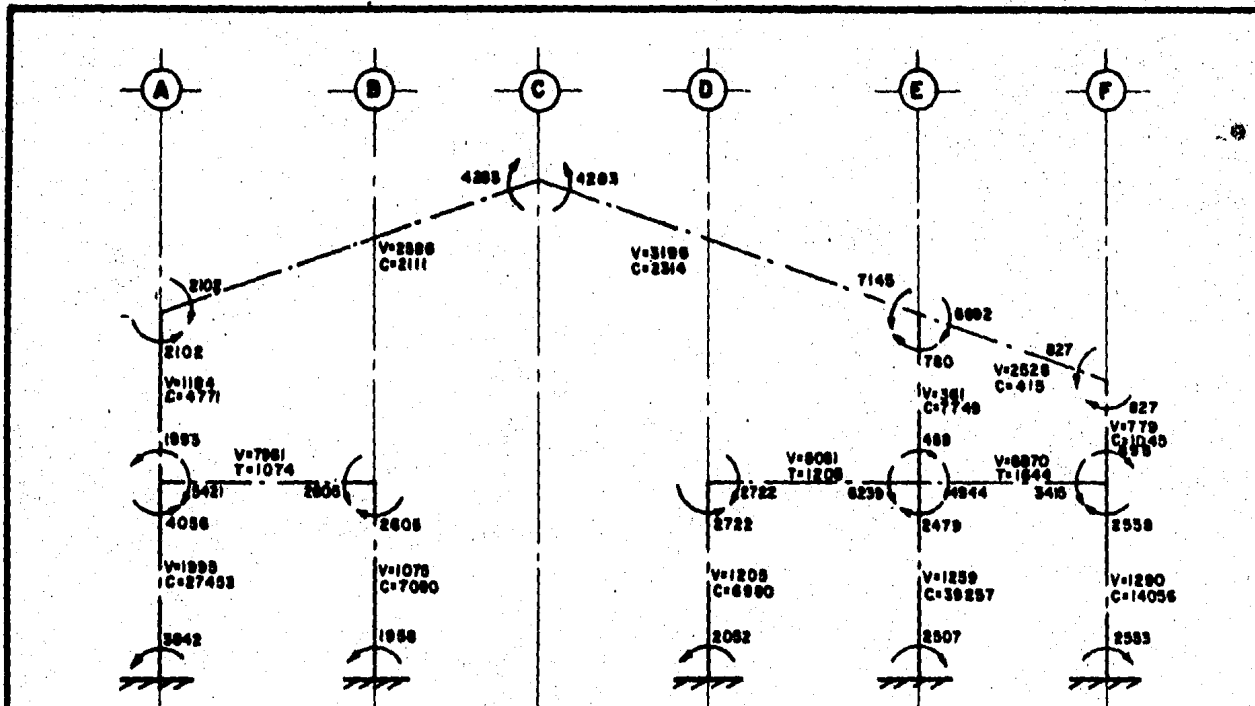
V=CORTANTE
T=TENSION
C=COMPRESION

MARCO EJE 2

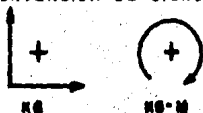
U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
NAVE INDUSTRIAL	
RESULTADOS DEL ANALISIS	
TESIS PROFESIONAL	
JULIO G. OROZCO QUIYONO	
1985	DIBUJO 22

59

NOTA : LOS RESULTADOS MOSTRADOS, CORRESPONDEN A LA ACCION MAS DESFAVORABLE DE TODAS LAS COMBINACIONES DE CARGA



CONVENCIÓN DE SIGNOS

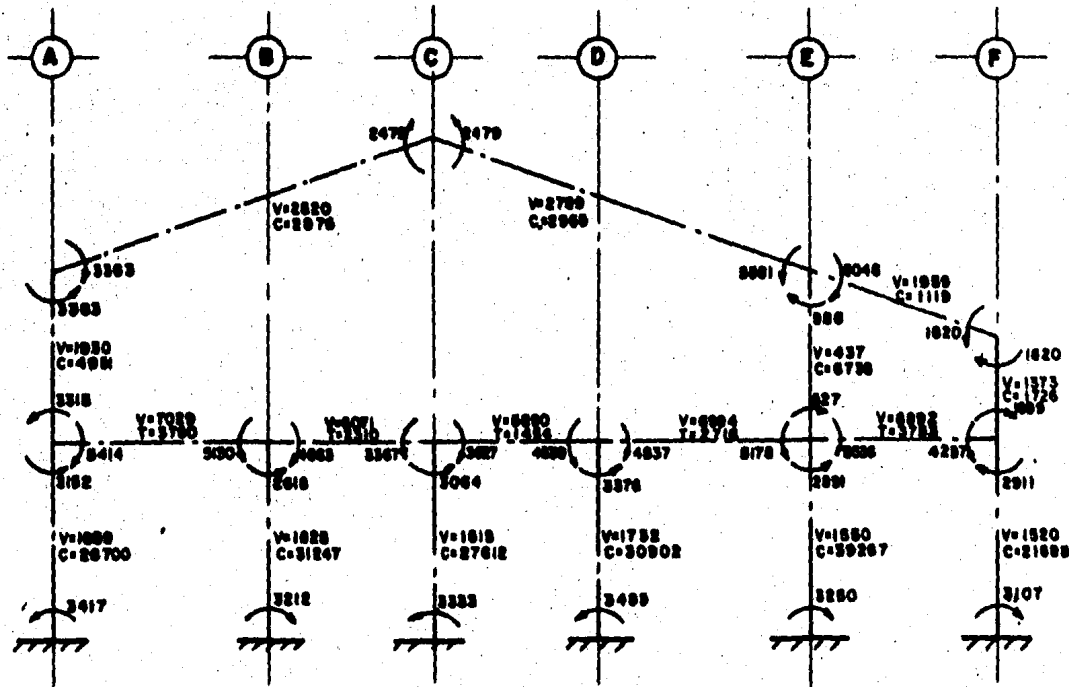


MARCO EJE 7

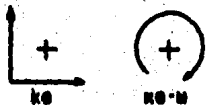
V= CORTANTE
C= COMPRESION
T= TENSION

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA
NAVE INDUSTRIAL
RESULTADOS DEL ANALISIS
TESIS PROFESIONAL
JULIO G. ORIZCO QUIYONO
1985 DIBUJO 23

NOTA: LOS RESULTADOS MOSTRADOS CORRESPONDEN A LA ACCION MAS DESFAVORABLE DE TODAS LAS COMBINACIONES DE CARGA



CONVENCION DE SIGNOS



KG

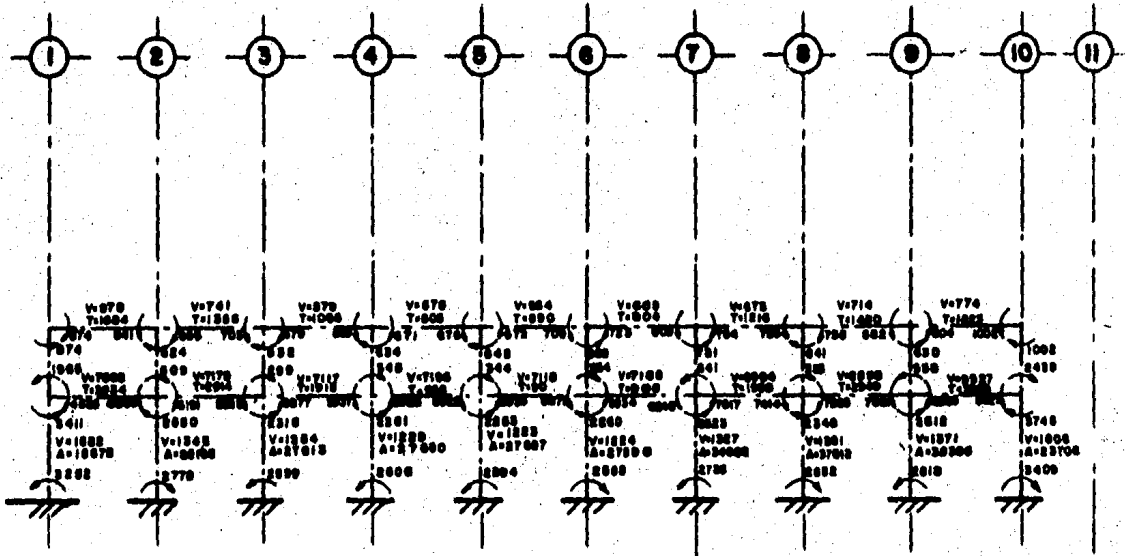
KG-M

MARCO EJE 9

V=CORTANTE
C=COMPRESION
T=TENSION

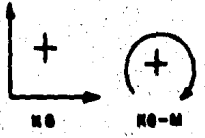
NOTA: LOS RESULTADOS MOSTRADOS CORRESPONDEN A LA ACCION MAS DESFAVORABLE DE TODAS LAS COMBINACIONES DE CARGA

U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
NAVE INDUSTRIAL	
RESULTADOS DEL ANALISIS	
TESIS PROFESIONAL	
JULIO S. OROZCO QUIYONO	
1985	DISUJO 24



MARCO EJE E

CONVENCION DE SIGNOS



V=CORTANTE
C=COMPRESION
T=TENSION

NOTA: LOS RESULTADOS MOSTRADOS CORRESPONDEN A LA ACCION MAS DESFAVORABLE DE TODAS LAS COMBINACIONES DE CARGA EN CADA MUDO.

U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
NAVE INDUSTRIAL	
RESULTADOS DEL ANALISIS	
TESIS PROFESIONAL	
JULIO G. OROZCO QUIYONO	
1985	DIBUJO 25

C A P I T U L O I I I

DISEÑO DE MARCOS

De acuerdo al análisis estructural realizado en el Capítulo II, consideraremos a continuación los elementos correspondientes a cada uno de los marcos analizados. Los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante mostrados para cada elemento, corresponden a la envolvente de fuerzas más desfavorable de todas las condiciones de carga analizadas.

Dicha envolvente de fuerzas fue calculada por computadora, cada miembro fue dividido en 10 puntos y se obtuvieron los valores máximo y mínimo a los que llamaremos envolvente máxima y envolvente mínima. La envolvente de diseño será la que se forme para el valor más desfavorable en cada punto entre la envolvente máxima y mínima. Se recomienda que los diagramas sean hechos a escala.

a) Diseño de traves de concreto

- TRABE EN EJE 2 (Ver dibujo 22 y 26)

Datos:

F.C. = 1.4

b = 20 cm

h = 40 cm

Recubrimiento = 2 cm

$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

F.R. = 0.9 (Flexión) ; F.R. = 0.8 (Cortante)

Constantes

$f^*c = 0.8 f'c = 160 \text{ kg/cm}^2$

$f''c = 0.85 f^*c = 136 \text{ kg/cm}^2$

$P_{\min} = \frac{0.7 f'c}{f_y} = 0.00236$

$P_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.01524$

$q_{\max} = P_{\max} \frac{f_y}{f''c} = 0.4765$

$E = 10000 \sqrt{f'c} = 141421 \text{ kg/cm}^2$

- Para momentos negativos

$M_R = F_R b d^2 f''c q (1-0.5 q)$

$M_u = 1.4(5797) = 8116 \text{ kg-m} = 8.11 \times 10^5 \text{ kg-cm}$

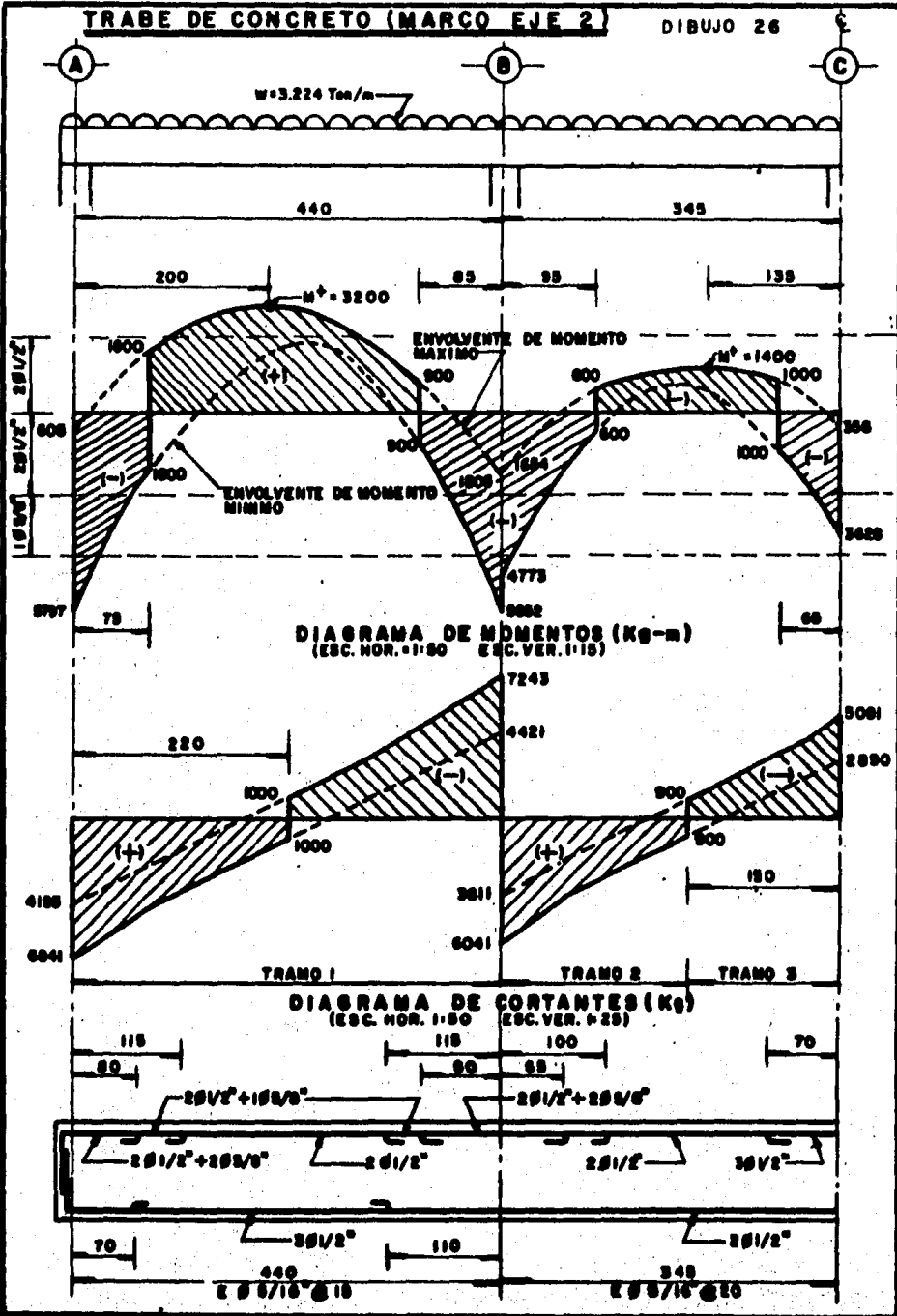
$\frac{M_R}{b d^2} = \frac{8.116 \times 10^5}{20 (38)^2} = 28.10$

Para determinar el porcentaje de acero utilizaremos --
las ayudas de diseño de la pag. 178-401-DDF.

$\therefore P = 0.0085$

TRABE DE CONCRETO (MARCO EJE 2)

DIBUJO 26



$$A_s = P_b d = 6.46 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \underline{\text{Usar 2Vs } \phi 1/2'' + 2\text{Vs } \phi 5/8'' = 6.5 \text{ cm}^2}$$

$$(M_R = 8.130 \times 10^5 \text{ kg-cm})$$

$$M_u = 1.4 (5552) = 7.772 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$\frac{M_R}{b d^2} = \frac{7.772 \times 10^5}{20(38)^2} = 26.9 \Rightarrow P = 0.0081 \Rightarrow A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \underline{\text{Usar 2Vs } \phi 1/2'' + 2\text{Vs } \phi 5/8'' = 6.5 \text{ cm}^2}$$

$$(M_R = 8.130 \times 10^5 \text{ kg-cm})$$

$$M_u = 1.4 (3628) = 5.079 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$\frac{M_R}{b d^2} = 17.59 \Rightarrow P = 0.005 \Rightarrow A_s = 3.8 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \underline{\text{Usar 3Vs } \phi 1/2'' = 3.81 \text{ cm}} \quad (M_R = 5.054 \times 10^5 \text{ kg-cm})$$

- Para momentos positivos

$$M_u = 1.4 (3200) = 4.48 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$\frac{M_R}{b d^2} = 15.51 \Rightarrow P = 0.0044 \Rightarrow A_s = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \underline{\text{Usar 3Vs } \phi 1/2'' = 3.81 \text{ cm}} \quad (M_R = 5.054 \times 10^5 \text{ kg-cm})$$

$$M_u = 1.4 (1400) = 1.96 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$\frac{M_R}{b d^2} = 6.79 \Rightarrow P_{\min} = 0.00236 \Rightarrow A_s = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \underline{\text{Usar 2Vs } \phi 1/2'' = 2.54 \text{ cm}^2} \quad (M_R = 3.61 \times 10^5 \text{ kg-cm})$$

El refuerzo calculado para el máximo momento debe extenderse cuando menos 1/3 del área de dicho refuerzo a todo lo largo del elemento y el corte máximo de barras será el 50% el área del refuerzo como máximo (esp. 12.2-ACI)

Longitudes de desarrollo

- Varillas ϕ 1/2"

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

$$\frac{0.06 (1.27) (4200)}{14.14} = 22.6 \text{ cm}$$

$$0.006 (1.27) (4200) = 32 \text{ cm} > 22.6 \text{ cm}$$

$$\text{Para lecho inferior } L_d = 32 \text{ cm}$$

$$\text{Para lecho superior } L_d = 1.4 \times 32 = 45 \text{ cm}$$

- Varillas ϕ 5/8"

$$\frac{0.06 (1.98) (4200)}{14.14} = 35 \text{ cm.}$$

$$0.006(1.98) (4200) = 40 \text{ cm} > 35 \text{ cm}$$

$$\text{Para lecho inferior } L_d = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Para lecho superior } L_d = 56 \text{ cm.}$$

Momentos resistentes de grupos de barras

Se considerará que el momento resistente varía linealmente con A_s y el peralte efectivo es el mismo para todas las barras.

- Refuerzo positivo

$$1 \phi 1/2'' \quad m_R = \frac{a_s}{A_s} m_R = \frac{1.27}{3.81} 5.054 \times 10^5 = \frac{1.68 \times 10^5}{F.C.}$$

$$m_R = 1.2 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$2 \phi 1/2'' \quad m_R = 2.4 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

- Refuerzo negativo

$$1 \phi 1/2'' \quad m_R = 1.2 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$\begin{aligned}
 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' & \quad m_R = 2.4 \times 10^5 \text{ kg-cm} \\
 1 \text{ } \phi \text{ } 5/8'' & \quad m_R = \frac{1.98}{6.5} 8.13 \times 10^5 = \frac{2.48 \times 10^5}{F.C.} \\
 & \quad m_R = 1.77 \times 10^5 \text{ kg-cm} \\
 2 \text{ } \phi \text{ } 5/8'' & \quad m_R = 3.53 \times 10^5 \text{ kg-cm}
 \end{aligned}$$

Según 3.1.2-401-DDF, en extremos continuos se prolongará cuando menos la cuarta parte del refuerzo de tensión para momento máximo positivo.

As momento máximo positivo = 3.81 cm^2

Area que llegará a cada extremo = 2.54 cm^2

$$A_s = 2.54 > \frac{3.81}{4} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Cortante

- Fuerza cortante que toma el concreto.

Tramo 1.- Se considerará la V_{CR} que corresponda a 2 varillas de $\phi \text{ } 1/2''$

$$P = \frac{2.54}{20 \times 38} = 0.00334 < 0.01$$

Usar $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'_c}$

$$V_{CR} = 0.8(20)(38) [0.2 + 30(0.00334)] \sqrt{160}$$

$$V_{CR} = 2310 \text{ kg}$$

Tramo 2 y Tramo 3.- La misma consideración anterior

$$V_{CR} = 2310 \text{ kg}$$

- Revisión de la necesidad de disminuir V_{CR} por interrupción de más del 33% de refuerzo longitudinal

Refuerzo positivo

$$\text{Corte de } 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' \quad \frac{A_s \text{ int}}{A_s} = \frac{1.27}{3.81} < 0.33 \text{O.K.}$$

Refuerzo negativo

$$\text{Corte de } 1 \text{ } \phi \text{ } 5/8'' \quad \frac{A_s \text{ int}}{A_s} = \frac{1.98}{6.5} < 0.33 \text{O.K.}$$

∴ No es necesario reducir V_{CR}

- Revisión para determinar si se admite la sección de 20 x 40

Se debe cumplir $V_u \leq 2.5 \text{ FR bd } \sqrt{f^*c}$

$$V_u \text{ máx} = 1.4 (7243) = 10 \text{ } 140 \text{ kg}$$

$$2.5(0.8)(20)(40) \sqrt{160} = 19226 \text{ kg} > V_u$$

∴ Se admite la sección de 20 x 40

- Separación de estribos verticales ($V_s \phi \text{ } 5/16''$)

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tramo 1} \quad V_u \text{ máx} = 10 \text{ } 140 \text{ kg} \quad V_{CR} = 2310 \text{ kg}$$

$$S = \frac{\text{FR } A_v \text{ } f_y \text{ } d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{\text{FR } A_v \text{ } F_y}{3.5 \text{ } b}$$

$$S_1 = \frac{0.8 (0.98) (4200) (38)}{10 \text{ } 140 - 2310} = 16 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{0.8 (0.98) (4200)}{3.5 (20)} = 47 \text{ cm}$$

$$\text{Si } V_{CR} < V_u < 1.5 \text{ FR bd } \sqrt{f^*c} \implies S_{\text{máx}} = 0.5 \text{ } d$$

$$1.5 (0.8) (20) (38) \sqrt{160} = 11 \text{ } 536 > V_u$$

$$S_3 = 0.5 d = 19 \text{ cm}$$

∴ Usar E ∅ 5/16" @ 15 cm

Tramo 2 $V_u \text{ máx} = 8457 \text{ kg}$ $V_{CR} = 2310 \text{ kg}$

$$S_1 = 20 \text{ cm}$$

$$S_2 = 47 \text{ cm}$$

$$S_3 = 19 \text{ cm}$$

∴ Usar E ∅ 5/16" @ 20 cm

Tramo 3 $V_u \text{ máx} = 7113 \text{ kg}$ $V_{CR} = 2310 \text{ kg}$

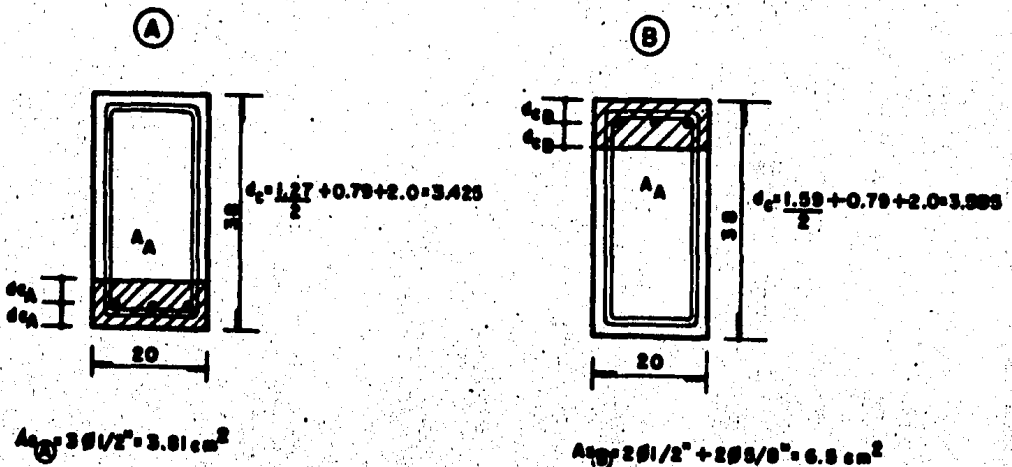
$$S_1 = 26 \text{ cm}$$

$$S_2 = 47 \text{ cm}$$

$$S_3 = 19 \text{ cm}$$

∴ Usar E ∅ 5/16" @ 20 cm

Revisión del agrietamiento de la viga.



- Momentos flexionantes de servicio

$$M_{(A)} = 3200 \text{ kg-cm}$$

$$M_{(B)} = 5797 \text{ kg-cm}$$

La viga no se considera expuesta a la intemperie

- Revisión de la sección (A) (Momento positivo)

Se debe cumplir: $f_s \sqrt[3]{d_c A} \leq 40\,000 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{sA} = \frac{M_A}{FR d_A A_{sA}} = \frac{3.2 \times 10^5}{0.9 \times 36.6 \times 3.81} = 2550 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{cA} = 2 + 0.79 + \frac{1.27}{2} = 3.425 \text{ cm}$$

$A_A = \frac{\text{Area de concreto que rodea al refuerzo principal de tensión}}{\text{Area del acero de refuerzo/Area de la barra de mayor diámetro}}$

$$A_A = \frac{3.425 \times 2 \times 20}{3.81/1.27} = 45.67 \text{ cm}^2$$

$$f_{sA} \sqrt[3]{d_{cA} A_A} = 2550 \sqrt[3]{(3.425)(45.67)} = 13\,739 < 40\,000$$

∴ Se acepta el refuerzo de la sección (A) por agrietamiento

- Revisión de la sección (B) (Momento negativo)

$$f_{sB} = \frac{M_B}{FR d_B A_{sB}} = \frac{5797 \times 10^5}{0.9 \times 36.4 \times 6.5} = 2722 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{cB} = 2.0 + 0.79 + \frac{1.59}{2} = 3.585 \text{ cm}$$

$$A_B = \frac{3.585 \times 2 \times 20}{6.5/1.98} = 43.68 \text{ cm}^2$$

$$f_{sB} \sqrt[3]{d_{cB} A_B} = 2722 \sqrt[3]{(3.585)(43.68)} = 14671 < 40\,000$$

∴ Se acepta el refuerzo de la sección (B) por agrietamiento

Deflexiones

$$\Delta_{\text{max. perm.}} = \frac{l}{240} = \frac{440}{240} = 1.83 \text{ cm}$$

$$E_c = 14.14 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2.10^6 \text{ kg/cm}^2$$

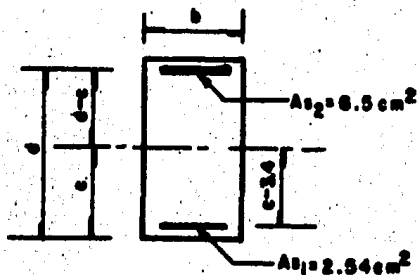
$$n = \frac{E_s}{E_c} = 14$$

- Deflexión inmediata

$$\Delta = \frac{\omega l^2}{384 EI}$$

$$I = I_{ag} = \frac{I_1 + I_2 + I_3}{4} \quad (\text{Extremos continuos})$$

Cálculo de $I_1 = I_2$ (Momento negativo)



$$n A_{s2} = 14(6.5) = 91 \text{ cm}^2$$

$$(n-1) A_{s1} = 13(2.54) = 33 \text{ cm}^2$$

Tomando momentos estáticos de las áreas respecto al eje neutro

$$n A_{s2} (d-c) = bc \frac{c}{2} + (n-1) A_{s1} (c-3.4)$$

Desarrollando:

$$19c^2 + 124c - 3570 = 0$$

$$\therefore C = 10.82 \text{ cm}$$

$$n A_s (d-c)^2 = 91(38 - 10.82)^2 = 67\ 226$$

$$\frac{bc^3}{3} = \frac{38(10.82)^3}{3} = 16\ 045$$

$$(n-1) A_s (c-3.4)^2 = 33(10.82 - 3.4)^2 = 1\ 816$$

$$I_1 = I_2 = 85\ 087 \text{ cm}^4$$

Cálculo de I_2

De manera análoga a I_1

$$C = 8.6 \text{ cm}$$

$$n A_s (d-c)^2 = 53(38 - 8.6)^2 = 45\ 811$$

$$\frac{dc^3}{3} = \frac{38(8.6)^3}{3} = 8\ 056$$

$$(n-1) A_s (c-3.4)^2 = 33(8.6 - 3.4)^2 = 892$$

$$I_2 = 54\ 760 \text{ cm}^4$$

$$I_{ag} = \frac{2(85\ 087) + 2(54\ 760)}{4} = 69\ 923 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{ag}}{M_{max}}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{max}}\right)^3\right] I_{ag}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{(20)(40)^3}{12} = 106\ 667 \text{ cm}^4$$

$$f_t = 2 \sqrt{f'c} = 28.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{ag} = \frac{f_t I_g}{h/2} = 150\ 827 \text{ kg-cm}$$

$$I_{ef} = \left(\frac{150\ 827}{579\ 700} \right)^3 \cdot 106\ 667 + \left[1 - \left(\frac{150\ 827}{579\ 700} \right)^3 \right] \cdot 69923$$

$$I_{ef} = 70\ 570\ \text{cm}^4$$

$$\Delta = \frac{\omega l^4}{384 EI} = \frac{32.24 (440)^4}{384 (14.14 \times 10^4) (70570)} = 0.315\ \text{cm}$$

$$\therefore \underline{0.315 < \Delta \text{ máx perm}} \quad \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

El cálculo mostrado para obtener deflexiones se podía haber omitido según la tabla 9.5 (a)-ACI, en la que el peralte mínimo h para no calcular deflexiones en vigas con ambos extremos continuos es:

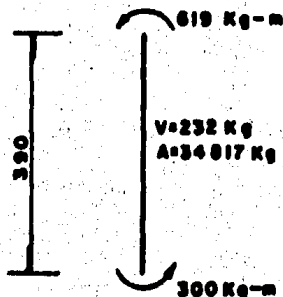
$$\frac{l}{21} = \frac{440}{21} = 21\ \text{cm} < 40\ \text{cm}$$

El diseño de las trabes en ejes 7, 9 y B se realizó de manera análoga al descrito en el diseño del marco en eje 2. Los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante se muestran en los dibujos 27, 28 y 29.

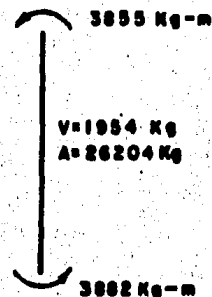
b) Diseño de columnas.

- COLUMNAS PRIMER NIVEL

DIRECCION XX (Marco 2, miembro 5; Ver dibujo 22).



CM + CV



CM + CV + CA

DIBUJO 27

TRABE DE CONCRETO (MARCO EJE 7)

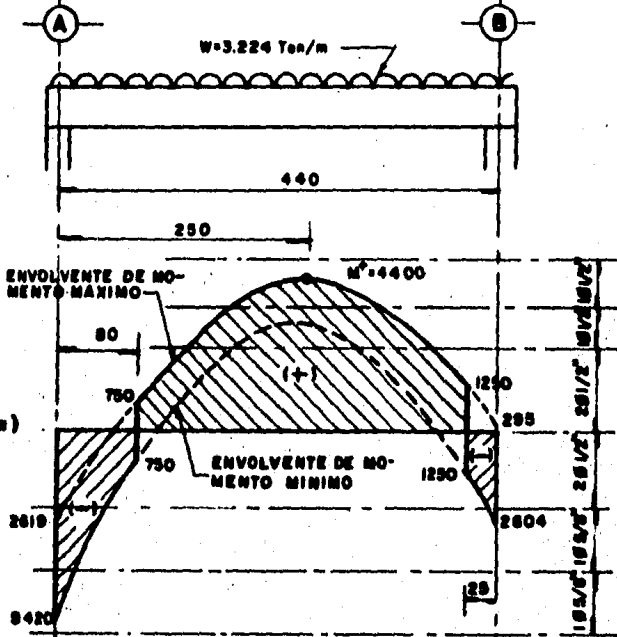
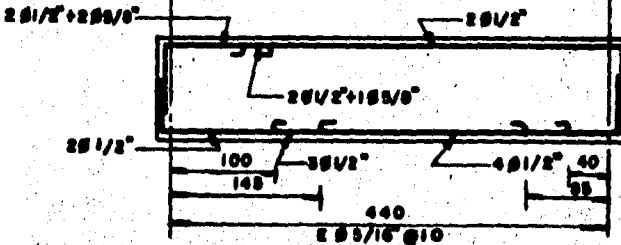
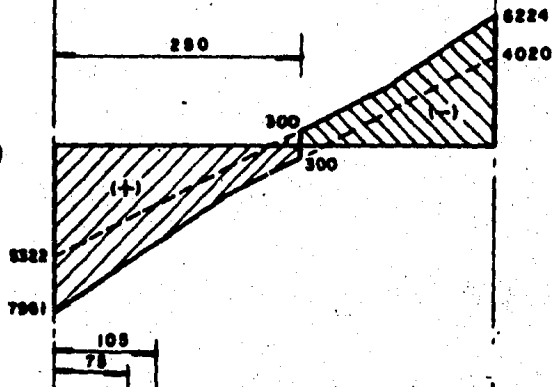


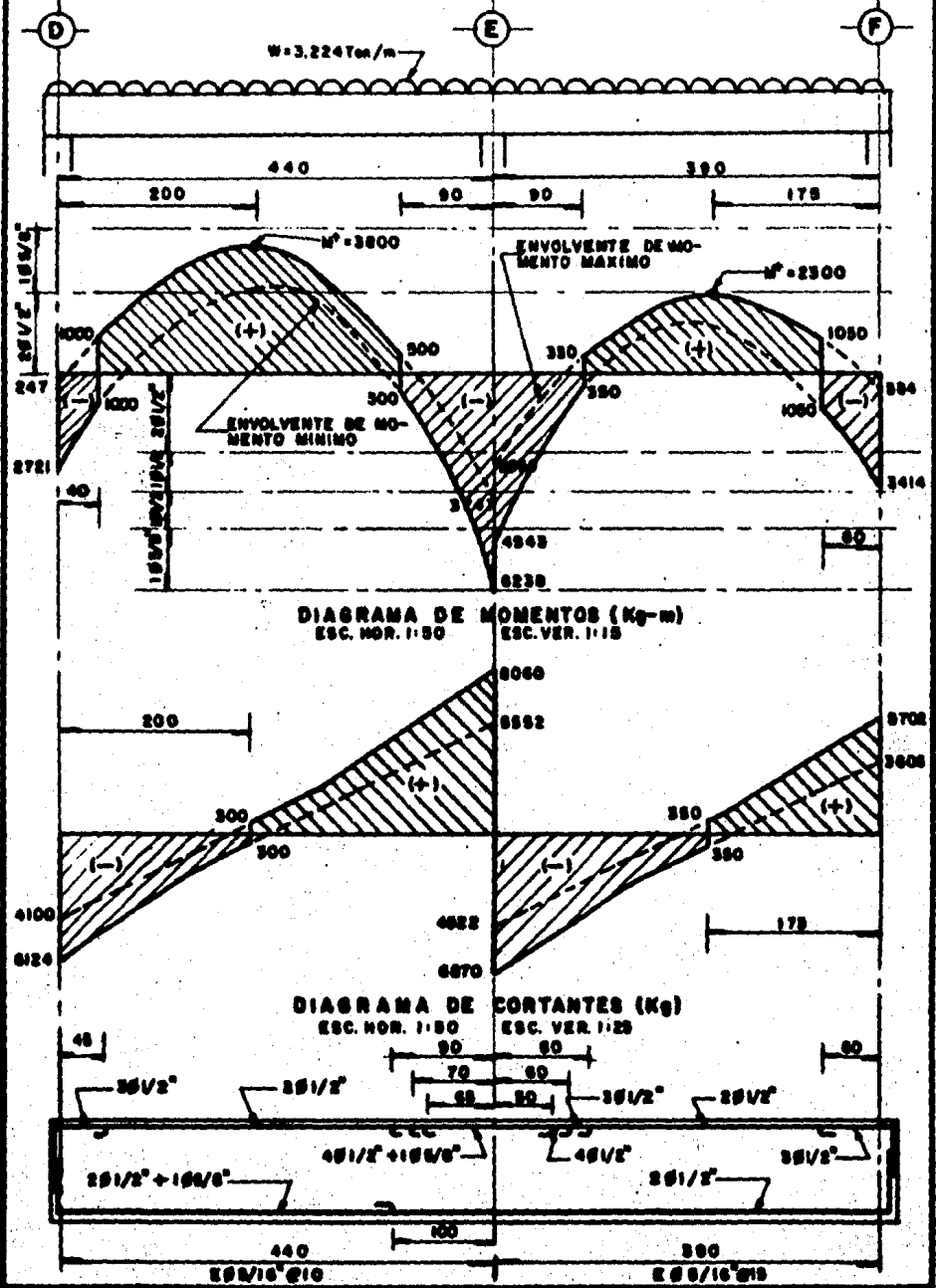
DIAGRAMA DE CORTANTE (Kg)

ESC. HOR. 1:50
ESC. VER. 1:25

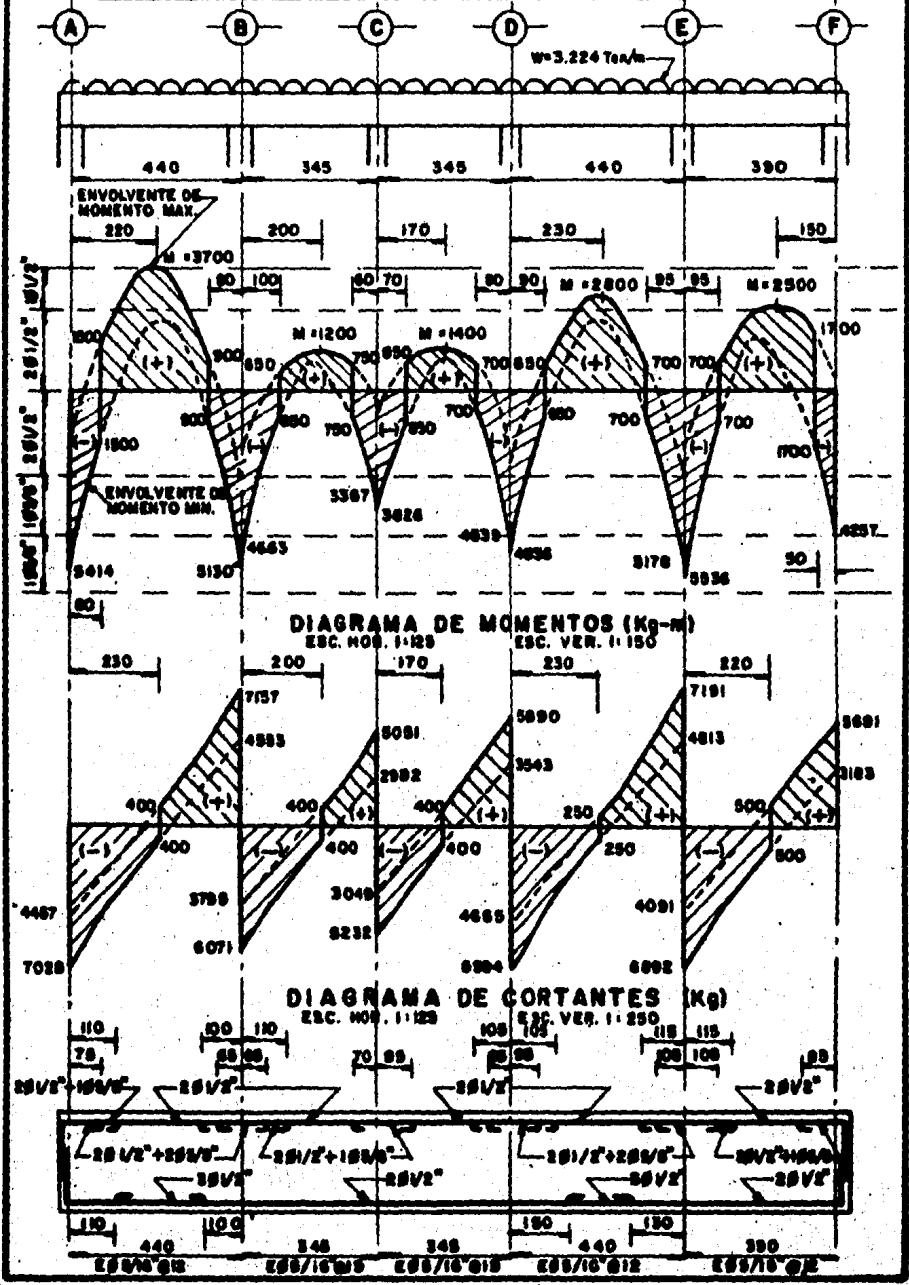


TRABE DE CONCRETO (MARCO EJE 7)

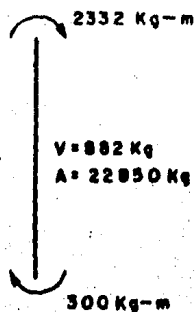
DIBUJO 28



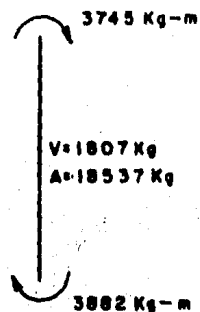
TRABE DE CONCRETO (MARCO EN EJE 9) DIBUJO 29



DIRECCION YY (Marco E, miembro 19; Ver dibujo 25)



CM + CV



CM + CV + CA

Fuerzas internas de diseño. (Factor de carga 1.4)

- DIRECCION X

	Extremo inferior	Extremo Superior
	$P_u = 36.69 \text{ Ton}$	
CM + CV	$M_u = 0.42 \text{ Ton-m}$	$M_u = 0.84 \text{ Ton-m}$
CM + CV + CA	$M_u = 5.43 \text{ Ton-m}$	$M_u = 5.40 \text{ Ton-m}$

- DIRECCION Y

	$P_u = 25.95 \text{ Ton-m}$	
CM + CV	$M_u = 1.6 \text{ Ton-m}$	$M_u = 3.26 \text{ Ton-m}$
CM + CV + CA	$M_u = 4.77 \text{ Ton-m}$	$M_u = 5.24 \text{ Ton-m}$

Materiales

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Constantes

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$f^{\circ}c = 0.8 f^{\circ}c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^{\circ}c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{máx}} = 0.08$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{20}{f_y} = 0.0048$$

Efectos de esbeltez

- DIRECCION X (Miembros no restringidos lateralmente)

b-1) Por movimiento general

- Revisión para determinar si se desprecian los efectos de esbeltez.

Se desprecian si: $\frac{H'}{r} < 22$

$$H = 390 \text{ cm}$$

$$r = 0.3h = 9 \text{ cm}$$

Nudo B (superior)

$$\phi = \frac{(\sum I/L)_{\text{col}}}{(\sum I/L)_{\text{trabe}}} = \frac{67500}{390} \div \frac{67500}{440} = 1.53$$

Nudo A (inferior)

$$\phi = 0$$

De los nomogramas de la figura 1.1-401-DDF

$$K = 1.2$$

$$H' = KH \Rightarrow H' = 1.2(390) = 468 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{468}{9} = 52 > 22$$

∴ se deben considerar efectos de esbeltez.

- Factor de amplificación

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_c}} > 1.0$$

$$E P_u = \Sigma P \times 1.4 = 1140 \times 1.4 = 1596 \text{ Ton (Ver Tabla I-7)}$$

$$P_c = \frac{F R \pi^2 E I}{(H')^2}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$U = \frac{(M_u)_{CM} + CV}{(M_u)_{CM} + CV + (M_u)_{CM+CV+CA}} = \frac{0.42}{0.84+5.4} = 0.067$$

$$E_c = 10\,000 \sqrt{f'c} = 141400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E I = 0.4 \frac{F_c I_g}{1 + U} = 3.58 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

COLUMNA	$\Sigma(I/L)$ COL.	$\Sigma(I/L)$ TRADE	ρ_B	ρ_A	K	H (cm)	H' (cm)	P _c (Ton)
A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8, A9, A10, E1, - E2, E3, E4, E5, E6	372	242	1.53	0	1.2	390	468	136.7
B1, B2, B3, B8, B9, B10, D1, D2, D3, D8, D9, D10	173	551	0.31	0	1.06	390	413	175.6
B4, B5, B6, B7, D4, D5, D6, D7	173	242	0.71	0	1.11	390	433	159.7
C1, C2, C3, C8, C9, C10	173	618	0.28	0	1.05	390	410	178.2
E7, E8, E9, E10	372	516	0.72	0	1.12	390	437	156.8
F7, F8, F9, F10	494	274	1.8	0	1.25	390	488	125.8

T A B L A III-1 (Ver dibujo 11)

$$EPc = 16 \times 136.7 + 12 \times 175.6 + 8 \times 159.7 + 6 \times 178.2 + 4 \times 156.8 + 4 \times 125.8$$

$$EPc = 7771.6 \text{ Ton.}$$

$$Fa = \frac{1}{1 - \frac{1596}{7772}} = 1.258$$

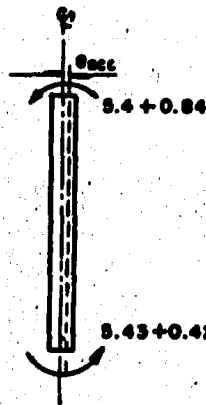
b-2) Revisión local de la columna suponiendo sus extremos restringidos lateralmente.

$$\text{Se desprecian si } \frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

$$e_{acc} = 0.05 h \geq 2 \text{ cm}$$

$$e_{acc} = 0.05 (30) < 2 \text{ cm}$$

∴ considerar $e_{acc} = 2 \text{ cm}$



$$e_s = \frac{M_u}{P_u} = \frac{6.24}{36.69} = 0.17 \text{ cm}$$

$$e_i = \frac{5.85}{36.69} = 0.16 \text{ cm}$$

$$e_{ds} = 17 + 2 = 19 \text{ cm}$$

$$e_{di} = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$$

excentricidad de diseño

$$M_1 = 36.69 \times 0.19 = 6.97 \text{ Ton-m}$$

$$M_2 = 36.69 \times 0.14 = 5.14 \text{ Ton-m}$$

$$34 - 12 \left(- \frac{5.14}{6.97} \right) = 42.85$$

$$\phi_A = 0$$

$$\phi_B = 0.360$$

De la figura 1.1-401-DDF con los extremos restringidos lateralmente:

$$K = 0.58$$

$$H' = 0.58 \times 396 = 229.7 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{229.7}{9} = 25.52 < 42.72 \Rightarrow \text{Si se pueden depreciar efectos de esbeltez.}$$

$$F_a = 1.0$$

$$\therefore \text{ Usar } \underline{F_a = 1.258}$$

- Dirección Y (Miembros no restringidos lateralmente).

b-3) Por movimiento general.

$$H = 390 \text{ cm}$$

$$\text{Nudo B (superior)} \quad \phi = \frac{173 + 199}{2(213)} = 0.87$$

$$\text{Nudo A (inferior)} \quad \phi = 0$$

De los nomogramas de la fig. 1.1-401-DDF

$$K = 0.62$$

$$H' = 0.62 \times 390 = 241.8 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{241.8}{9} = 26.8 > 22$$

\therefore considerar efectos de esbeltez

- Factor de amplificación

De manera análoga al sentido X

$$E_{Pu} = 1596 \text{ Ton}$$

$$I_g = 67500 \text{ cm}^4$$

$$U = \frac{1.6}{3.26 + 5.24} = 0.188$$

$$EI = 3.21 \times 10^9 \text{ kg-cm}$$

COLUMNA	$\Sigma(I/L)$ COL.	$\Sigma(I/L)$ TRABE	ϕ_B	ϕ_A	K	H (cm)	H' (cm)	Pc (Ton)
A1, A10, E1, E10	372	213	1.75	0	1.25	390	488	113.1
A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8, A9, E2, E3, E4, E5, E6, E7, E8, E9	372	426	0.87	0	1.15	390	449	133.6
B1, C1, D1, B10, C10, D10, D3, C8	173	213	0.81	0	1.14	390	445	136.0
B2, B3, B4, B5, B6, B7, B8, B9, C2, C9, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8, D9	173	426	0.41	0	1.08	390	421	151.9
F7, F10	494	213	2.32	0	1.31	390	511	103.1
F8, F9	494	426	1.16	0	1.18	390	460	127.3

T A B L A III-2 (Ver dibujo 11)

$$\Sigma P_c = 4 \times 113.1 + 16 \times 133.6 + 8 \times 136.0 + 18 \times 151.9 + 2 \times 103.1 + 2 \times 127.3$$

$$\Sigma P_c = 6\,873 \text{ Ton}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{1596}{6873}} = 1.302$$

Dimensionamiento

Efectos gravitacionales

En dirección X

$$\begin{aligned} P_u &= 36.69 \text{ Ton} \\ \mu &= 0.42 + P_u e_{ax} = \\ &= 0.42 + 36.69(0.02) \\ \mu &= 1.15 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

En dirección Y

$$\begin{aligned} P_u &= 25.95 \text{ Ton} \\ \mu &= 1.6 + P_u e_{ay} = \\ &= 1.6 + 25.95(0.02) \\ \mu &= 2.12 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

Efectos del componente x del sismo $\mu = 5.43 \text{ Ton-m}$

Efectos del componente y del sismo $\mu = 5.24 \text{ Ton-m}$

- Dimensionamiento considerando la flexocompresión principal en la dirección x

$$M_x = 1.44 + 5.43 = 6.87 \text{ Ton-m}$$

$$M_{cx} = F_a M_x = 1.258 (6.87) = 8.64 \text{ Ton-m}$$

30% del componente sísmico en el sentido ortogonal.

$$M_y = 2.12 + 0.3 (5.24) = 3.69 \text{ Ton-m}$$

$$M_{cy} = F_a M_y = 1.302 (3.69) = 4.80 \text{ Ton-m}$$

La columna se dimensionará por flexocompresión biaxial con los datos siguientes y después se revisará en la dirección y

$$P_u = 36.69 \text{ Ton} \quad e_x = \frac{8.64}{36.69} = 0.24 \text{ m} \quad e_y = \frac{4.80}{36.96} = 0.13 \text{ m}$$

Aplicando por tanteos la ecuación:

$$P_R = \left[\frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{Ro}} \right]^{-1}$$

$$\text{Suponiendo } P = 0.01 \quad A_s = Pbh = 9 \text{ cm}^2$$

$$P_{Ro} = F_R (A_x f'_c + A_s f_y)$$

$$P_{Ro} = 0.85 (122.4 + 37.8) = 136.2 \text{ Ton}$$

Para calcular P_{Rx} y P_{Ry} supongase el refuerzo distribuido en la periferia y $d/h = 0.9$ ($d = 28$; $h = 30 \text{ cm}$)

$$q = P \frac{f_y}{f'_c} = 0.01 (30.88) = 0.3088$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{24}{28} = 0.86$$

De la gráfica mostrada en la figura 5-401-DDF, con $d/h = 0.9$

$$K_x = 0.27$$

$$P_{Rx} = K F_R bh f'_c$$

$$P_{Rx} = 0.27 (0.85) (30) (30) (136) = 28.10 \text{ Ton.}$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{13}{28} = 0.46 \text{ m}$$

$$K_y = 0.52$$

$$P_{Ry} = 54 \text{ Ton}$$

$$P_R = \left(\frac{1}{28} + \frac{1}{54} + \frac{1}{136} \right)^{-1} = 21 \text{ Ton} < 36.69 \text{ Ton}$$

2o. Tanteo

$$\text{Suponiendo } P = 0.03 \quad ; \quad A_s = 27 \text{ cm}^2$$

$$P_{Ro} = 200 \text{ Ton}$$

$$q = 0.93$$

$$K_x = 0.55$$

$$P_{Rx} = 0.85 (0.55) (30) (30) (136) = 57.2 \text{ Ton}$$

$$K_y = 0.75$$

$$P_{Ry} = 78 \text{ Ton}$$

$$P_R = \left(\frac{1}{57} + \frac{1}{78} - \frac{1}{200} \right)^{-1} = 39.42 > 36.69 \text{ Ton} \dots \text{O.K.}$$

∴ Se acepta el área de acero

$$\underline{\text{usar } 4\phi 1'' + 4\phi 5/8''} \quad A_s = 28.2 \text{ cm}^2$$

- Revisión de la flexocompresión en el sentido Y

$$P_u = 25.95 \text{ Ton}$$

$$M_y = 2.12 + 5.24 = 7.36 \text{ Ton-m}$$

$$M_{Cy} = FaMy = 1.302 (7.36) = 9.28 \text{ Ton-m}$$

30% del componente sísmico en el sentido ortogonal:

$$M_x = 1.15 + 0.3 (5.43) = 2.78 \text{ Ton-m}$$

$$M_{Cx} = FaMx = 1.258 (2.78) = 3.49 \text{ Ton-m}$$

La columna se revisará con los siguientes datos:

$$P_u = 25.95 \text{ Ton.} \quad e_x = \frac{3.49}{25.95} = 0.13 \text{ m} \quad e_y = \frac{9.58}{25.95} = 0.37 \text{ m}$$

$$P_{Ro} = 200 \text{ Ton}$$

$$\frac{e_x}{h_x} = 0.46 \quad ; \quad q = 0.93 \quad ; \quad k = 0.85 \Rightarrow P_{Rx} = 88 \text{ Ton}$$

$$\frac{e_y}{h_y} = 1.32 \quad ; \quad q = 0.93 \quad ; \quad k = 0.40 \Rightarrow P_{Ry} = 42 \text{ Ton}$$

$$P_R = \left(\frac{1}{88} + \frac{1}{42} - \frac{1}{200} \right)^{-1} = 33.1 \text{ Ton} \quad .> \quad 25.95 \text{ Ton}$$

∴ Se acepta el dimensionamiento en el sentido Y

Cortante

$$V_u = 1953 \times 1.4 = 2734 \text{ Ton}$$

$$S_{máx} = \frac{850}{f_y} \quad \text{Veces el diámetro de la barra más delgada del paquete.}$$

$$S_{máx} = 13.2 \times 1.59 = 20.86 \text{ cm}$$

$$S_{máx} = 48 \phi_{est} = 48(0.79) = 38 \text{ cm} \quad (E \phi 5/16")$$

∴ usar E ϕ 5/16" @ 20 cm

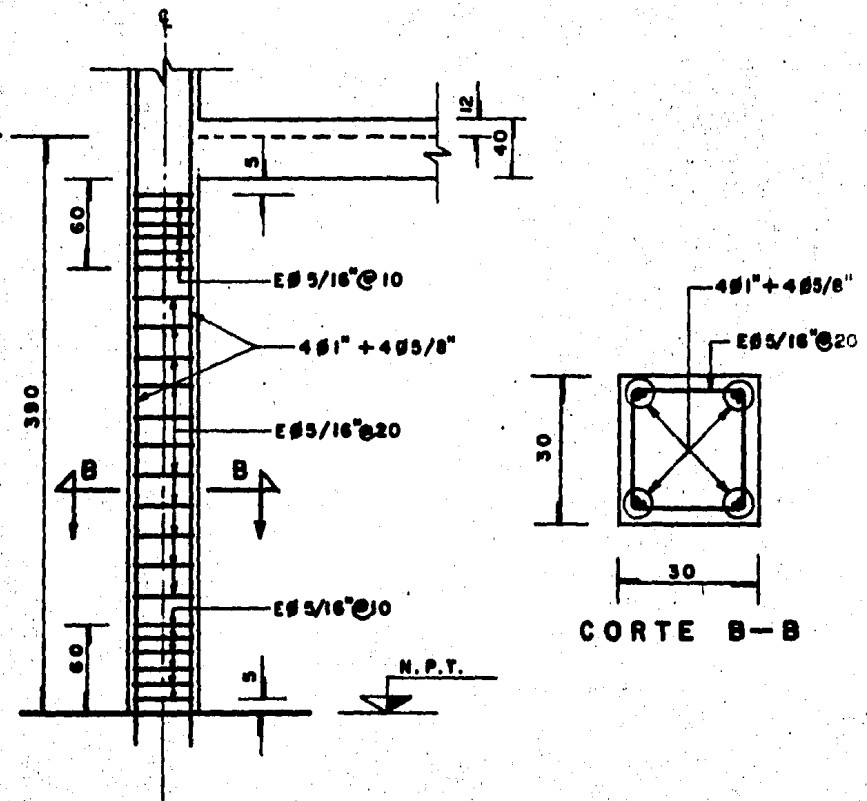
La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad en una longitud no menor que la dimensión máxima de la columna, ni 60 cm, ni un sexto de su altura libre:

$$h = 30 \text{ cm} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$\therefore E \# 5/16" @ 10 \text{ cm} \quad (\text{a } 60 \text{ cm de las uniones})$$

$$V_R = \frac{F_R A_v f_y d}{S}$$

$$V_R = \frac{0.8 (0.98) (4200) (28)}{20} = 4610 \text{ kg} > 2734 \text{ kg} \dots \text{O.K.}$$



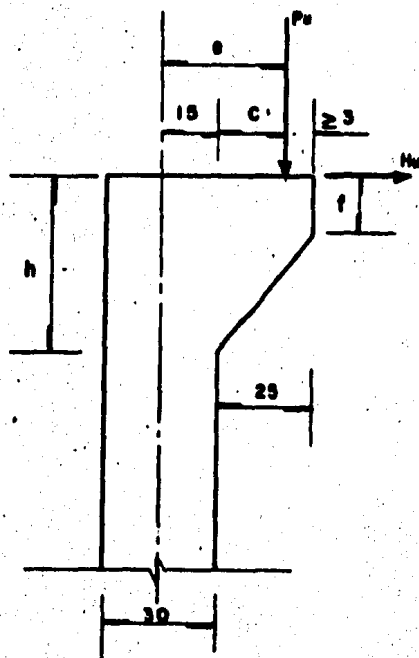
El diseño de las columnas en el 2o. nivel se realizó de manera análoga al de las columnas en el primer nivel. El armado de la sección se muestra en los planos anexos.

c) Diseño de ménsula (Columnas en 2o. nivel)

F.C. = 1.4 ; F.R. = 0.9 (Flexión) F.R. = 0.8 .
(cortante)

M = 986 kg-m ; Mu = 1380 kg-m
P = 2614 kg ; Pu = 3660 kg
V = 437 kg ; Vu = Hu = 612 kg

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{1380}{3660} = 0.37 \text{ cm}$$



$e = 37 \text{ cm}$
 $c = 22 \text{ cm}$
 $h \geq 2c = 44 \approx 49 \text{ cm}$
 $f \geq 0.6c = 13.2 \approx 19 \text{ cm}$

G E O M E T R I A D E L A M E N S U L A

Diseño por flexión

$$P_{min} = 0.7 \sqrt{\frac{f'_c}{f_y}} = 0.00236$$

- Cálculo del área de refuerzo para flexión A_{s1}

$$\frac{c}{h} = \frac{22}{45} = 0.49 < 0.5$$

$$\therefore z = 1.2 c = 1.2 (22) = 26.4 \text{ cm}$$

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

$$A_{s1} = \frac{M_R}{F_R f_y z} = \frac{138\,000}{0.9 \times 4200 \times 26.4} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{A_s}{bd} = \frac{1.38}{25 \times 45} = 0.0012 < P_{min}$$

$$\therefore \text{Usar } P_{min} = 0.00236 \Rightarrow A_s = 2.66 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del área de acero por tensión directa A_{s2}

$$H_u = F_R A_{s2} f_y$$

$$A_{s2} = \frac{612}{0.9 \times 4200} = 0.1629 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 2.66 + 0.1619 = 2.82 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{Usar } 4 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \Rightarrow A_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero de refuerzo para cortante por fricción A_{vf}

$$V_R = F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u)$$

$N_u = 0$ Puesto que la fuerza normal a la superficie de falla es numericamente igual a Av_f por equilibrio horizontal.

$\mu = 1.4$ Coeficiente de fricción en concreto colado monolíticamente.

$$Av_f = \frac{3660}{0.8 \times 1.4 \times 4200} = 0.78 \text{ cm}^2$$

- Revisión de las limitaciones indicadas en 2.1.5-K-401-DDF

$$F_R [14A + 0.8 (Av_f f_y + N_u)] > V_u$$

$$0.8 [14(900) + 0.8(0.78)(4200)] = 12177 \text{ kg} > 3660 \text{ kg} \dots \text{O.K.}$$

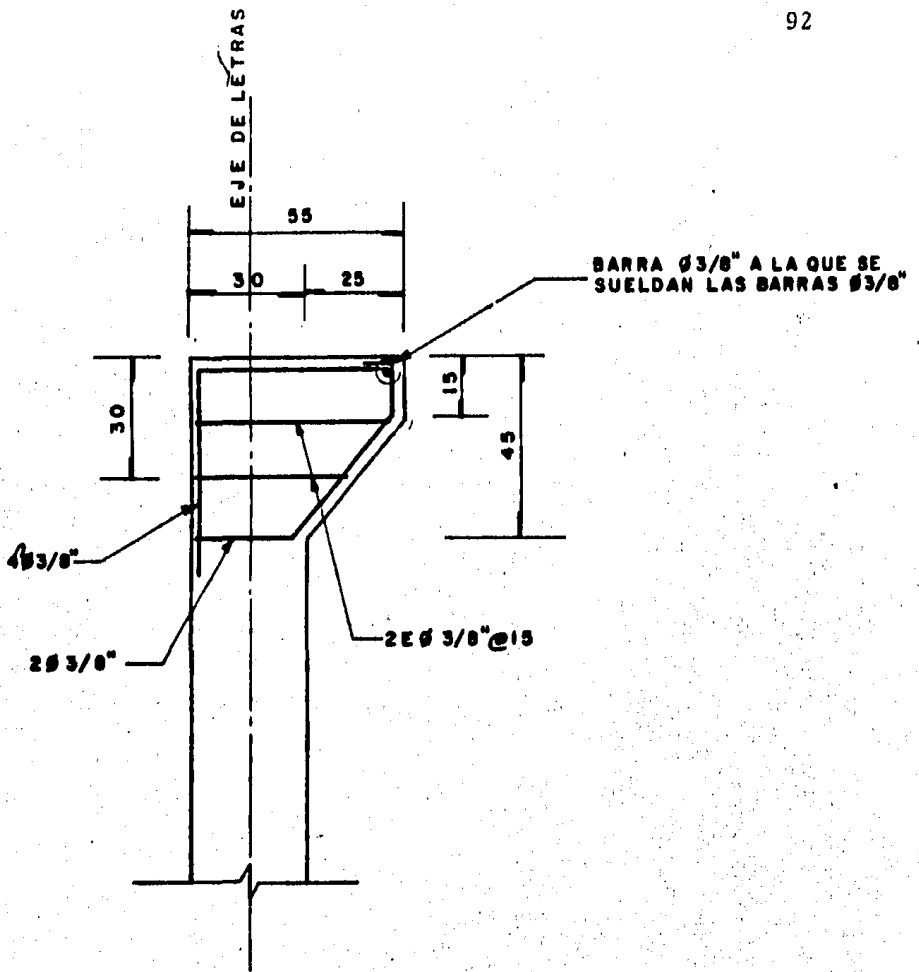
$$0.3 F_R f'_c A > V_u$$

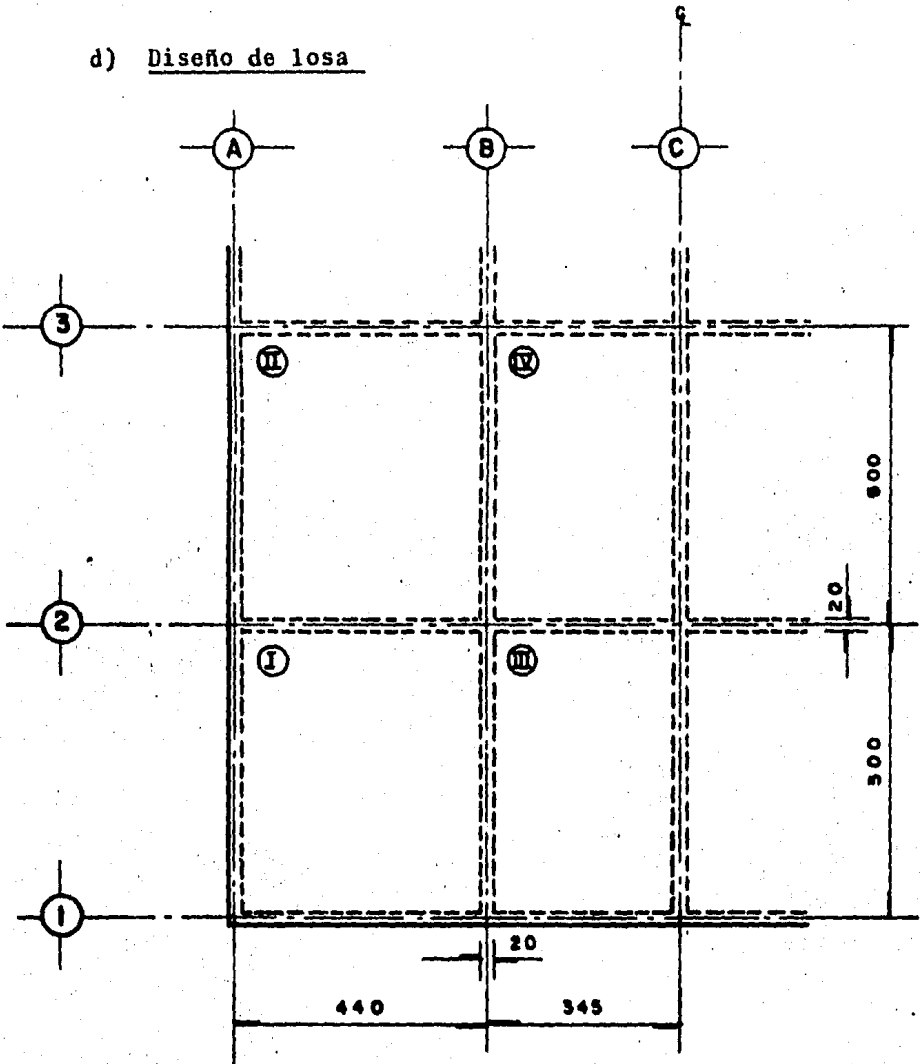
$$0.3(0.8)(160)(900) = 34560 > 3660 \text{ kg} \dots \text{O.K.}$$

El refuerzo por cortante no debe ser menor a $0.5 A_s$ y dicho refuerzo será repartido en $2/3$ de h

$$0.5 A_s = 0.5(2.84) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{ Usar } 2 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \Rightarrow A_s = 1.42 \text{ cm}^2$$

**ARMADO EN MENSULA**

d) Diseño de losa

Todos los apoyos son monolíticos con la losa y tienen 20 cm de ancho, la losa no está expuesta a la intemperie.

Materiales

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Constantes

$$f^*c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{máx}} = P_b = \frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.0152$$

$$F.C. = 1.4$$

Carga

Carga de servicio (w) = 1378 kg/m² (calculada en capítulo I)

Carga de diseño (w_u) = F.C. (w) = 1.4(1378) = 1929 kg/m²

Consideremos $w_u = 2000 \text{ kg/m}^2$

Peralte mínimo

Según peralte calculado en el Capítulo I. Se recomienda emplear como peralte mínimo el calculado con estas fórmulas para evitar deformaciones importantes (flechas) en los tableros.

$$h = 12 \text{ cm.}$$

Revisión por flexión del peralte propuesto

Antes de calcular los momentos y el refuerzo en todas las secciones críticas de la losa, se recomienda comprobar si el peralte elegido por consideraciones de flecha es también adecuada desde el punto de vista resistencia.

Se debe cumplir:

$$P \leq P_{\text{máx}}$$

Se revisará con el momento negativo del tablero IV (la inspección de la losa indica que el tablero crítico por resistencia será probablemente el tablero IV).

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{325}{480} = 0.677$$

De la tabla de momento (4.1-401-DDF) e interpolando linealmente:

$$k = 0.0445$$

$$M_u = k w_u a_1^2$$

$$M_u = 0.0445 (2.0) (3.25)^2 = 0.940 \text{ Ton-m}$$

- Cálculo de P (Figura 2 - 401 - DDF)

$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{94000}{100(8)^2} = 14.69 \text{ kg/cm}^2 \text{ (suponiendo } d=12-r-2=8 \text{ cm)}$$

$$P = 0.0042 < P_{\text{máx}} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

∴ El peralte supuesto por flexión es adecuado.

Revisión por fuerza cortante del peralte supuesto

La fuerza cortante máxima ocurre en el claro corto del tablero IV y la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño.

La fuerza cortante que actúa en un ancho unita

rio se calculará con la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{(0.5 a_1 - d) w_u}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^2}$$

$$V_u = \frac{[(0.5)(3.25) - 0.08] 2000}{1 + \left(\frac{3.25}{4.80}\right)^2} = 2818 \text{ kg}$$

La resistencia de la losa a fuerza cortante se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f \cdot c}$$

$$V_R = 0.5 (0.8) (100) (8) \sqrt{160} = 4048 \text{ kg}$$

dado que: $V_R > V_u$ el peralte supuesto se acepta por fuerza cortante

Análisis y dimensionamiento por flexión

Los cálculos se refieren a una franja de 1 m de ancho.

- Peraltes efectivos.

$$\text{Refuerzo positivo } d = h - r = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Refuerzo negativo } d = h - r - 2 = 12 - 2 - 2 = 8 \text{ cm}$$

- Refuerzo mínimo (por cambios volumétricos)

$$a_{sm} = \frac{450 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

$$a_{sm} = \frac{450 (12)}{4200 (12 + 100)} = 0.0115 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

En un ancho de 1 m

$$A_{smin} = 0.0115 \times 100 = 1.15 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Con barras del # 2.5 (5/16")

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 (0.49)}{1.15} = 42 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = \begin{cases} 3.5 h = 3.5 (12) = 42 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \end{cases}$$

∴ Se usará separación máxima = 42 cm

- Valores de $w_u a_1^2$ (Ton/m²) y de a_1/a_2

TABLERO	I	II	III	IV
T I P O	DE ESQUINA	DE BORDE UN LADO COR- TO DISCONT.	DE BORDE UN LADO LAR- GO DISCONT.	INTERIOR
a_1 (m)	4.20	4.20	3.25	3.25
$w_u a_1^2$	35.28	35.28	21.13	21.13
a_1/a_2	0.875	0.875	0.677	0.677

T A B L A III-3

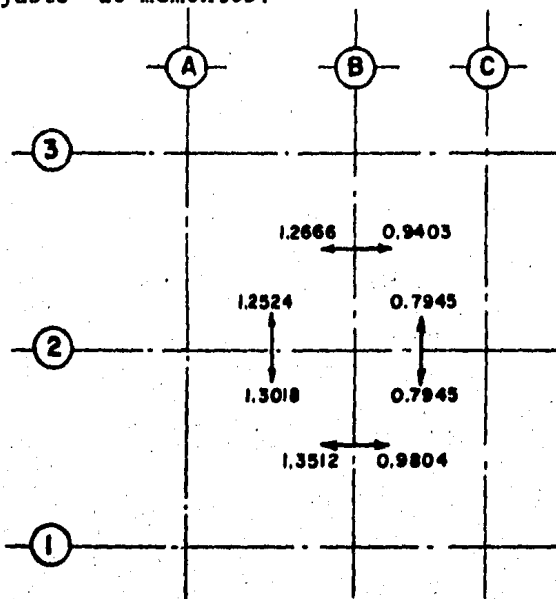
TABLA DE MOMENTOS Y SEPARACION DE VARILLAS							
TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFIC. K	$M_u = KWu^2$ (Ton-m)	MOMENTO AJUSTADO	SEPARACION TEORICA	SEPARACION REAL
I	Negativo en bor- des interiores	corto	0.0383	1.3512	1.2424	16	12
		largo	0.0369	1.3018	1.2854	15	12
	Negativo en bor- des discontinuos	corto	0.0227	0.8009		26	24
		largo	0.0210	0.7409		27	24
	Positivo	corto	0.0186	0.6562		40	36
		largo	0.0139	0.4904		42	36
II	Negativo en bor- des interiores	corto	0.0359	1.2666	1.1709	17	12
		largo	0.0355	1.2524	1.2689	16	12
	Negativo en bor- des discontinuos	corto	0.0277	0.8009		26	24
		largo	0.0277	0.8009		26	24
	Positivo	corto	0.0174	0.6139		42	36
		largo	0.0134	0.4728		42	36
III	Negativo en bor- des interiores	corto	0.0464	0.9804	1.1188	19	12
		largo	0.0376	0.7945	0.7945	26	24
	Negativo en bor- des discontinuos	largo	0.0239	0.5050		42	36
		largo	0.0239	0.5050		42	36
	Positivo	corto	0.0252	0.5325		42	36
		largo	0.0134	0.2831		42	36
IV	Negativo en bor- des interiores	corto	0.0445	0.9403	1.0621	20	12
		largo	0.0376	0.7945	0.7945	26	24
	Positivo	corto	0.0237	0.5008		42	36
		largo	0.0131	0.2768		42	36

T A B L A III-4

Los valores del coeficiente k se obtuvieron - interpolando linealmente según la Tabla 4.1 - 401 - DDF.

La separación teórica de varillas se obtuvo de la figura 17 - 401 - DDF para barras #3 (3/8").

- Ajuste de momentos.



- Distribución de momentos

Rigidez de tableros.

RIGIDEZ DE TABLEROS				
TABLERO	I	II	III	IV
d^3/a_1	2.381	2.381	3.077	3.077

- Distribución entre tableros I y III

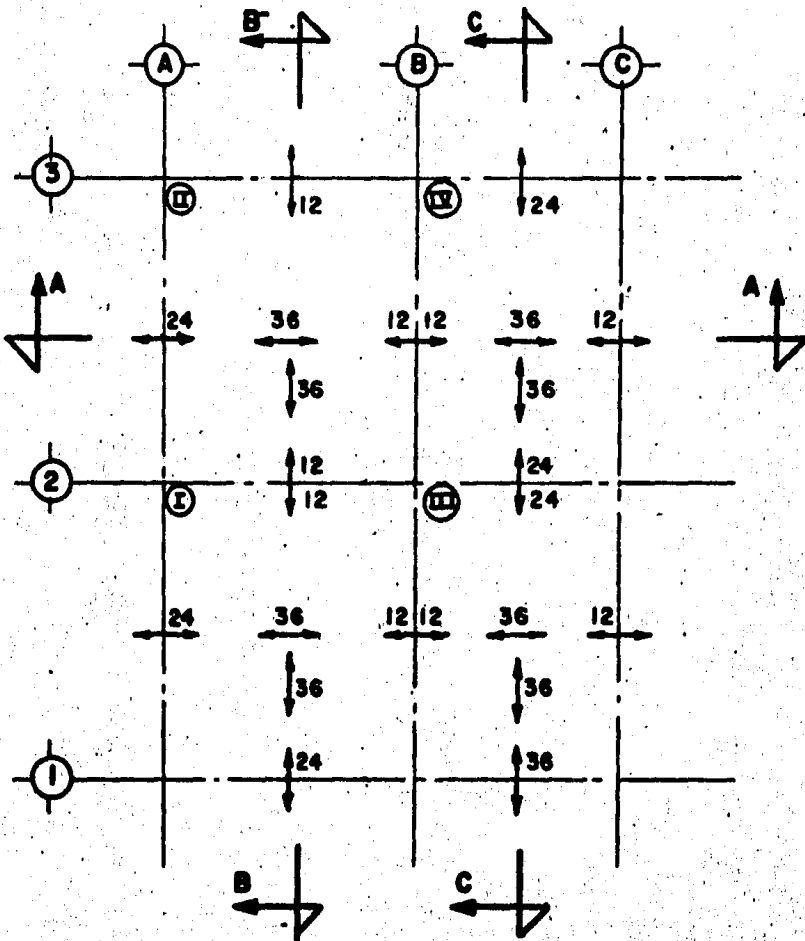
Momento de desequilibrio = $1.3512 - 0.9804 = 0.3708$

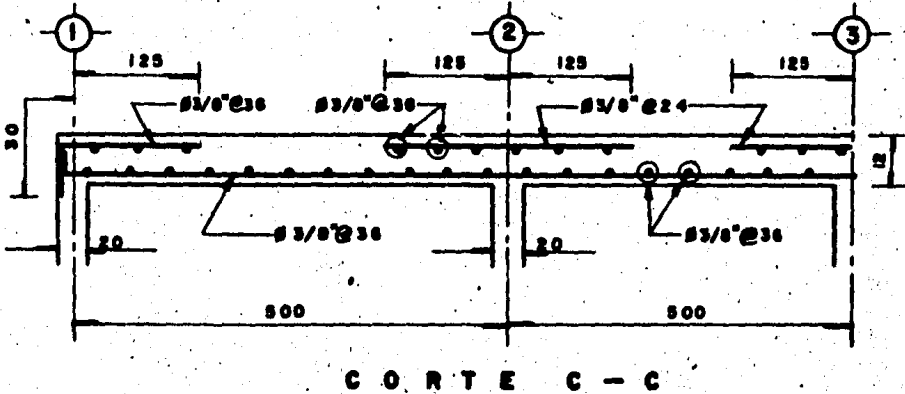
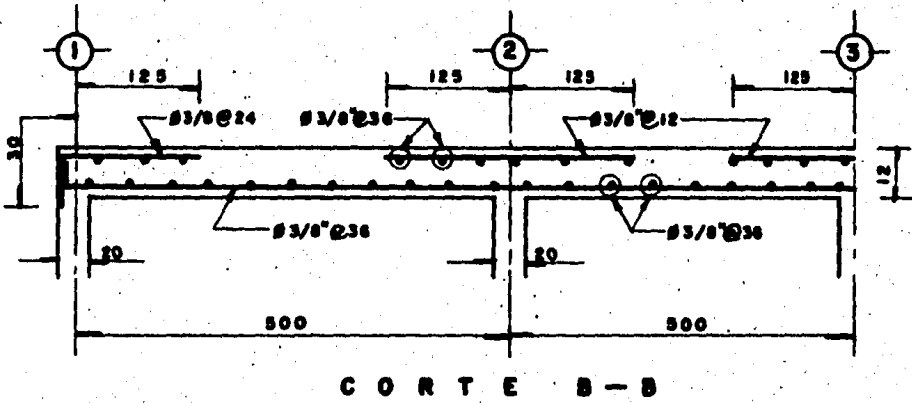
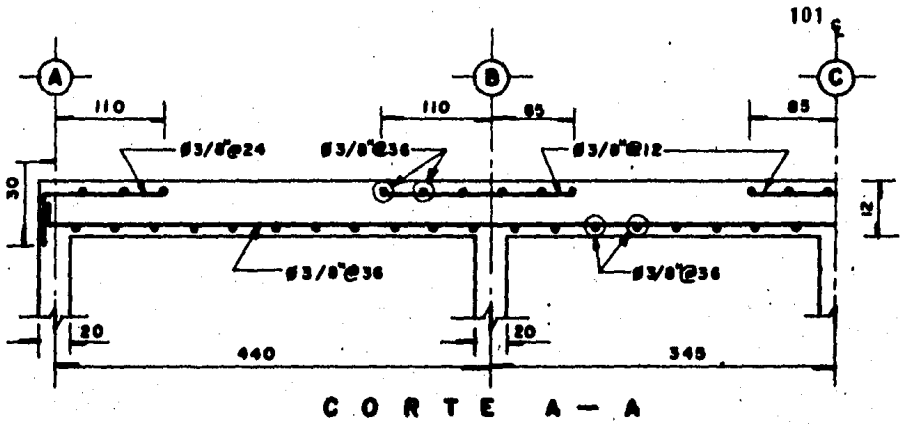
Momento de distribuir = $2/3 (0.3708) = 0.2472$

TABLERO	RIGIDEZ	FACTOR
I	2.381	0.44
III	3.077	0.56
Σ	5.458	1.00

D I S T R I B U C I O N		
	I	III
Mu	1.3512	-0.9804
Distribución	-0.1088	-0.1384
Momento ajustado	1.2424	-1.1188

La distribución entre los demás tableros, se hace de manera análoga.





e) Trabe de Acero (Armada)

Todas las trebes de acero serán iguales y se diseñarán bajo las condiciones del miembro 11 en eje 7 (ver dibujo 23) que son las más desfavorables (carga muerta + carga viva).

Se diseñarán de acuerdo al reglamento del AISC, por lo que para éste diseño las unidades serán en el sistema inglés.

Los diagramas de elementos mecánicos se muestran en el dibujo 30

Materiales:

Acero A-36

$F_y = 36\ 000\ \text{lb/in}^2$

La solución será a base de tanteos.

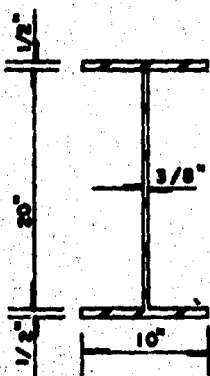
$M_1 = 4283\ \text{kg-m} = 370,968\ \text{lb-in}$

$M_2 = 7145\ \text{kg-m} = 618,858\ \text{lb-in}$

$l = 827.46\ \text{cm} = 325.77\ \text{in}$

$w = 438.57\ \text{kg/m} = 24.51\ \text{lb/in}$

Revisaremos la sección propuesta:

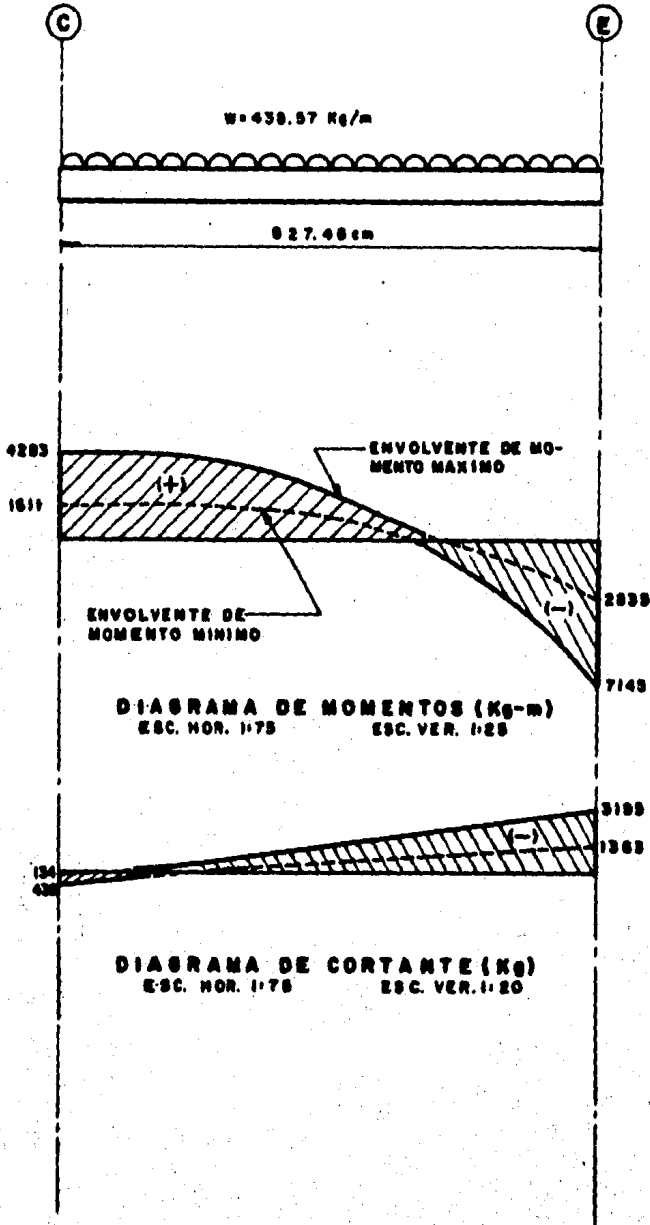


$$A_w = 7.8\ \text{in}^2$$

$$A_f = 8\ \text{in}^2$$

TRABE DE ACERO (ARMADA)

DIBUJO 30



Diseño

1) Pandeo local del patfn.

$$\frac{bf}{t_f} < \frac{95}{f_y}$$

$$\frac{5}{0.5} = 10 < 15.8 \dots\dots \text{O.K.}$$

2) Momento de inercia (Por teorema de ejes paralelos)

$$I_x = 2 \left[\frac{(10)(0.5)^3}{12} + (10)(0.5)(10.5)^2 \right] + \frac{(0.375)(10)^3}{12}$$

$$I_x = 1352.7 \text{ in}^4$$

$$S_x = \frac{I}{C} = \frac{1352.7}{10.5} = 128.8 \text{ in}^3$$

3) Esfuerzo existente en el momento máximo

$$f_b = \frac{618\,858}{128.8} = 4799 \text{ lb/in}^2$$

4) Momento de inercia del patfn + 1/6 del área del alma

$$I_y = \frac{(0.5)(10)^3}{12} = 41.67 \text{ in}^4$$

$$A_f + 176 A_w = 5 + 1/6(7.5) = 6.5 \text{ in}^2$$

$$r_T = \sqrt{\frac{41.67}{6.25}} = 2.58 \text{ in}$$

5) Esfuerzo permisible por pandeo lateral.

$$\frac{1}{r_T} = \frac{325.77}{2.58} = 126$$

Si:

$$\sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{F_y}} \leq \frac{1}{r_T} \leq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{370\,968}{-618858} \right) + 0.3 \left(\frac{370\,968}{-618858} \right)^2 = 1.23$$

$$\therefore 59 < 126 < 132$$

Usar:

$$F_{b1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (1/r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y$$

$$F_{b1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{36 (126)^2}{1530 \times 10^3 (1.23)} \right] 36 = 13\,067 \text{ lb/in}^2$$

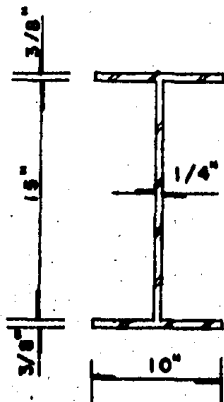
$$F_{b2} = \frac{12 \times 10^3 C_b}{\frac{1}{A_f}}$$

$$F_{b2} = \frac{12 \times 10^3 (1.23)}{\frac{(325.77)(21)}{5}} = 10\,788 \text{ lb/in}^2$$

De acuerdo a la especificación 1.5.1.4.6a-AISC, tomaremos como esfuerzo permisible el mayor valor obtenido de F_{b1} y F_{b2}

$$\therefore F_b = 13067 > f_b = 4799 \text{ lb/in}^2$$

Dado que el esfuerzo permisible es mucho mayor al actuante se hará un segundo tanteo reduciendo la sección:

2o. Tanteo

$$A_w = 3.75 \text{ in}^2$$

$$A_f = 3.75 \text{ in}^2$$

- 1) Pandeo local del patín

$$\frac{L}{0.375} = 13.33 < 15.8 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

- 2) Momento de inercia

$$I_x = 513.54 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{513.54}{7.875} = 65.10 \text{ cm}^3$$

- 3) Esfuerzo existente en el momento máximo

$$f_b = \frac{618\,858}{65.10} = 9\,458 \text{ lb/in}^2$$

- 4) Momento de inercia del patín + 1/6 del área del alma

$$I_y = 31.25 \text{ cm}^4$$

$$A_f + 1/6 A_w = 4.37 \text{ cm}^2$$

$$r_T = \sqrt{\frac{31.25}{4.37}} = 2.67 \text{ in}$$

5) Esfuerzo permisible por pandeo lateral

$$\frac{1}{r_T} = \frac{325.77}{2.67} = 121.8$$

$$\therefore 59.03 < \frac{1}{r_T} < 132$$

Usar:

$$Fb_1 = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (1/r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] 36$$

$$Fb_1 = \left[\frac{2}{3} - \frac{36 (124.7)^2}{1530 \times 10^3 (1.23)} \right] 36 = 13770 \text{ lb/in}^2$$

$$Fb_2 = \frac{12 \times 10^3 C_b}{I_d \overline{AF}}$$

$$Fb = \frac{12 \times 10^3 (1.23)}{\frac{325.77 (20.75)}{3.75}} = 8188 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore Fb = 13770 > fb = 9450 \text{ lb/in}^2 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

6) Reducción del esfuerzo permisible en los patines por --
pandeo del alma

$$\frac{h}{t} = \frac{20}{0.25} = 80 ; \quad \sqrt{\frac{760}{F_b}} = \sqrt{\frac{760}{13.77}} = 205$$

80 < 205 No se reduce el esfuerzo permisible.

\(\therefore\) La sección escogida es correcta por flexión

7) Revisión por cortante

$$V = 3195 \text{ kg} = 7030 \text{ lb}$$

$$F_v = \frac{V}{A_w} = \frac{7030}{3.75} = 1874 \text{ lb/in}^2$$

$$\frac{h}{t} = \frac{15}{0.25} = 60$$

$$\left(\frac{a}{h}\right)_{\text{máx}} = \left(\frac{260}{h/t}\right)^2 \leq 3.0$$

$$\left(\frac{260}{h/t}\right)^2 = 10.56$$

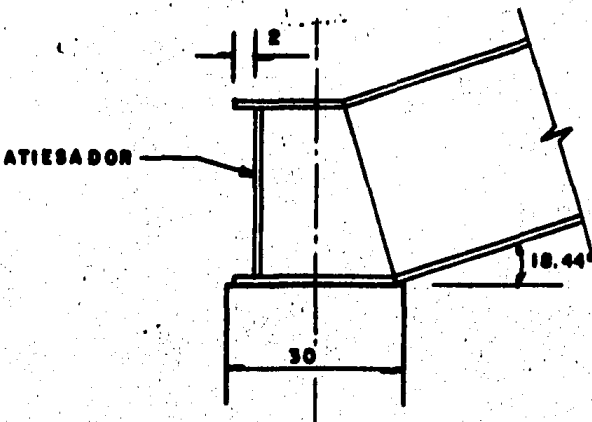
$$\therefore \left(\frac{a}{h}\right)_{\text{máx}} = 3.0$$

De la tabla 3-36 AISC

$$F_v = 14500 > 1874 \text{ lb/in}^2$$

\therefore No necesita atiesadores, unicamente se colocaran bajo las reacciones.

8) Atiesadores bajo las reacciones (de acuerdo a esp. 1.105. 1-AISC). Se diseñarán como miembros sujetos a compresión.



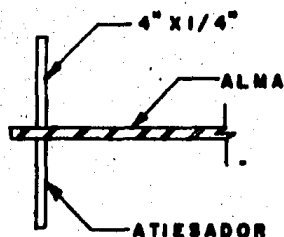
Supondré atiesadores de 4" x 1/4"

- Pandeo local

$$\frac{b}{t} = \frac{4}{0.25} = 16 \quad ; \quad \frac{95}{F_y} = 15.8$$

$$16 = 15.8 \quad \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

- Para verificar el esfuerzo supondré la siguiente sección:



$$I = \frac{0.25 \times 8.25^3}{12} = 11.70 \text{ in}^4$$

$$A_{ef} = 2 (d \times t_{aties}) + 12 \text{ tw}(tw)$$

$$A_{ef} = 2 (4 \times 0.25) + 12(0.25)(0.25) = 2.75 \text{ in}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{11.70}{2.75}} = 2.06$$

$$l = 3/4 d = 3/4(20) = 15 \text{ in}$$

$$\frac{l}{r} = 7.28$$

De acuerdo a la esp. 1.5.1.3-AISC (miembros sujetos a compresión) y usando la tabla 1-36-AISC.

$$F_a = 21\,250 \text{ lb/in}^2$$

$$f_a = \frac{V}{A} = \frac{7030}{2.75} = 2560 \text{ lb/in}^2$$

$$F_a > f_a$$

∴ La sección escogida para los atiesadores es correcta.

f) Diseño de largueros (sección canal)

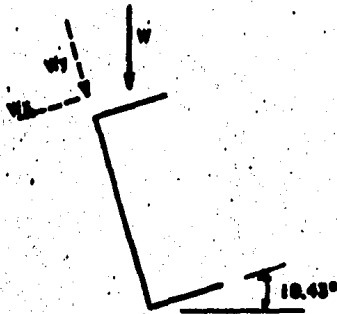
- Diseño por carga vertical.

$$w = w_y + w_m = 30 + 35 = 65 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 0.10 \text{ lb/in}^2$$

$$\text{Separación entre largueros} = 1.15 \text{ m} = 45.27 \text{ in}$$

$$w = 0.10 \times 45.27 = 4.53 \text{ lb/in}$$



$$w_x = 4.53 \text{ sen } 18.43 = 1.43 \text{ lb/in}$$

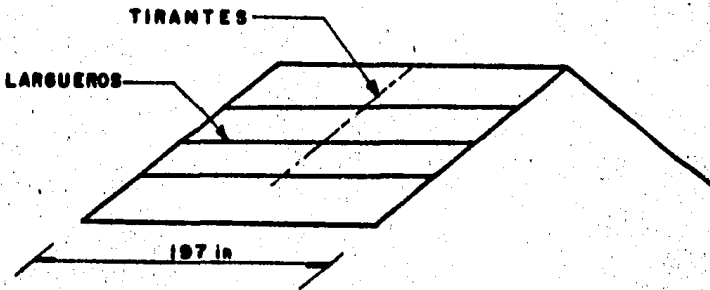
$$w_y = 4.53 \text{ cos } 18.43 = 4.29 \text{ lb/in}$$

- Viga libremente apoyada (para w_y)

Separación entre marcos = 500 cm = 197 in

$$M_y = \frac{w l^2}{8} = \frac{(4.29)(197)^2}{8} = 20\,811 \text{ lb-in}$$

Consideraremos un tirante para w_x (al centro del claro)



$$M_x = 0.07 w_x l^2$$

$$M_x = 0.07 (1.43) \left(\frac{197}{2}\right)^2 = 971 \text{ lb-in}$$

- Primer tanteo

Se propone 5" x 9 lb/ft

Para obtener el esfuerzo permisible para canales usaré -
la fórmula de Karl De Vries

$$F_b = \frac{12 \times 10^3 C_b}{\frac{l_d}{A_f}}$$

donde:

$$C_b = 1.0$$

$$l = \frac{197}{2} = 98.5 \text{ in}$$

$A_f = \text{Area del patín de compresión} = A_f + 1/6 A_w$

$$A_f = 0.6031 \text{ in}^2$$

$$\frac{d}{A_f} = \frac{5}{0.6031} = 8.29$$

$$\therefore F_b = \frac{12 \times 10^3 (1.0)}{(98.5)(8.29)} = 14\,670 \text{ lb/in}^2$$

Esfuerzo existente:

$$f_y = \frac{M_y}{S} = \frac{20\,811}{3.56} = 5\,846 \text{ lb/in}^2$$

$$f_x = \frac{M_x}{S} = \frac{971}{0.45} = 2\,160 \text{ lb/in}^2$$

$$f_y < F_b \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$f_y + f_x \leq 0.6 F_y$$

$$8006 < 21600 \text{ lb/in}^2 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

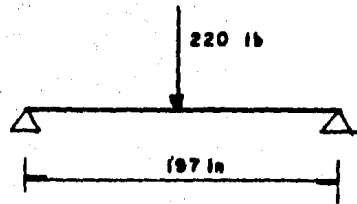
- Revisión de flecha (considerando un tirante al centro del claro)

$$\Delta = \frac{5 w l^4}{384 EI} = \frac{5(4.53)(197/2)^4}{384(30 \times 10^4)(8.90)} = 0.02 \text{ in}$$

$$\Delta_{\text{max perm}} = \frac{1}{360} = \frac{98.5}{360} = 0.27 \text{ in}$$

$$\Delta < \Delta_{\text{max perm}} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

- Revisión bajo una carga concentrada de 100 kg = 220 lb



$$M_{\max} = \frac{PL}{4} = 10\,835 \text{ lb-in}$$

$$f_y = \frac{M_{\max}}{S} = \frac{10\,835}{3.56} = 3.043 \text{ lb/in}^2$$

$$3043 < F_b \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

- Diseño de tirantes (contraflameos)

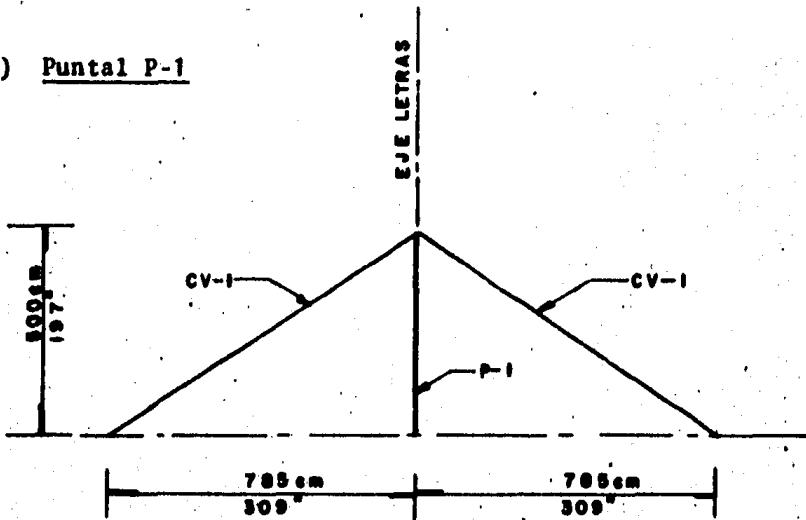
$$F_{ZA} = L_{\text{trabe}} \times \frac{1}{2} \text{ canal} \times w \times \text{sen } \alpha$$

$$\text{Longitud trabe} = 827.46 \text{ cm} = 325.7 \text{ in}$$

$$F_{ZA} = 325.7 \times \frac{197}{2} \times 0.10 \times \text{Sen } 18.43 = 1014 \text{ lb.}$$

$$A_{\text{neta}} = \frac{1014}{0.6 F_y} = \frac{1014}{21600} = 0.05 \text{ in}^2$$

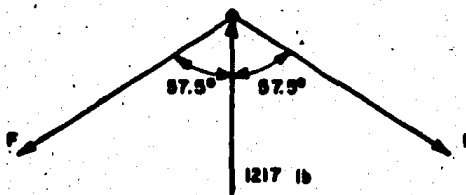
∴ Usar varillas ϕ 5/16" , $A = 0.075 \text{ in}^2$

g) Puntal P-1

$$w = 0.1 \text{ lb/in}^2$$

$$w = 0.1 \times 618 \times (197)^2 = 24\,350 \text{ lb}$$

$$P = 24\,350 \times \frac{0.20}{4} = 1\,217 \text{ lb}$$



$$F = 1217 - 2 F \cos 57.5^\circ$$

$$F = 1133 \text{ lb.}$$

Diseñaremos el puntal P-1 con la carga de compresión de 1217 lb.

Por ser miembro a compresión debe cumplirse:

$$\frac{l}{r} \leq 200 \implies F_a$$

$$f_a = \frac{P}{A} \leq F_a$$

1er. Tanteo

Se propone IPR 8"x 5 1/4" - 25.3 kg/m

$$A = 5.0 \text{ in}^2$$

$$r = 1.16 \text{ in}$$

$$l = 197 \text{ in}$$

$$\frac{l}{r} = 170 < 200 \dots\dots\dots\text{O.K.}$$

De la tabla 3-36 AISC

$$F_a = 5420 \text{ lb/in}^2$$

$$f_a = \frac{1217}{5.0} = 243 \text{ lb/in}^2$$

$$f_a < F_a \dots\dots\dots\text{O.K.}$$

h) Contraventeo CV-1

Es un miembro a tensión y se diseñará con la siguiente carga:

$$T = 1133 \text{ lb}$$

$$l = 864 \text{ cm} = 340 \text{ in}$$

$$f_t = \frac{T}{A}$$

$$f_t \text{ perm} = 0.6 F_y = 0.6 \times 36000 = 21600 \text{ lb/in}^2$$

$$A = \frac{T}{f_t} = \frac{1133}{21600} = 0.05 \text{ in}^2$$

∴ Usaremos varillas ϕ 5/16" (A=0.076 in²)

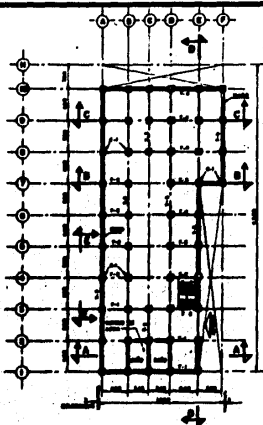
C A P I T U L O I V

C O N E X I O N E S

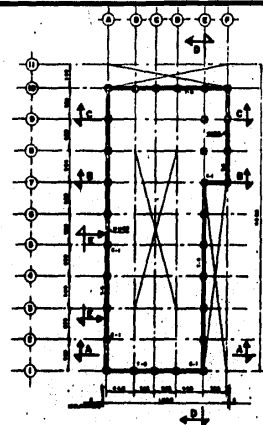
Las conexiones soldadas empleadas para la estructura metálica se diseñaron de acuerdo a las especificaciones del AISC.

Las conexiones empleadas en la estructura se muestran en el plano de detalles hoja 2 de 2 y son las siguientes:

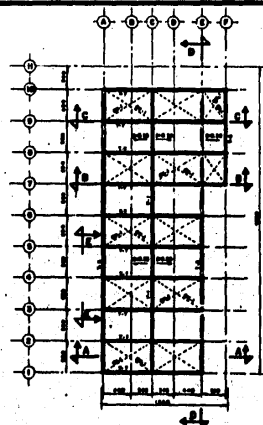
- Conexión trabe de concreto - columna
- Conexión trabe de acero - columna
- Conexión puntal P-1 - cumbrera
- Conexión contraventeos CV-1
- Conexión largueros - trabe armada
- Conexión cubierta - largueros



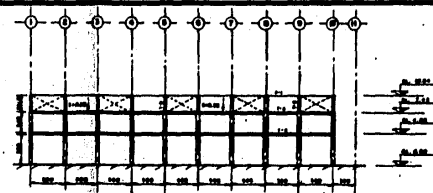
PLANTA PRIMER NIVEL



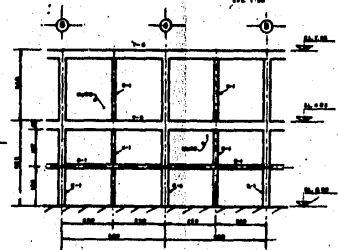
PLANTA AZOTEA



PLANTA CUBIERTA



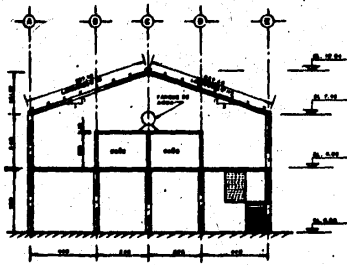
CORTE C-C



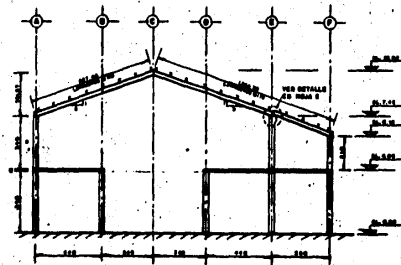
VISTA C-C

NOTAS

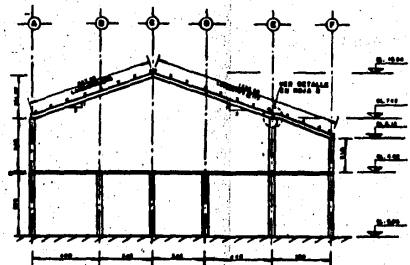
1. CONSTRUCCION DE CONCRETO ARMADO LAS COLUMNAS EN OCHO BARRAS.
2. CONSTRUCCION DE ACERO.
3. PARA MAS DETALLES VER PLANOS.
4. PARA MAS DETALLES DE CONCRETO VER PLANOS.



CORTE A-A

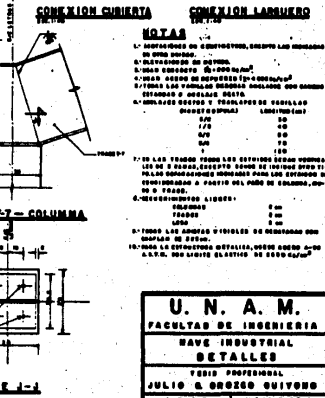
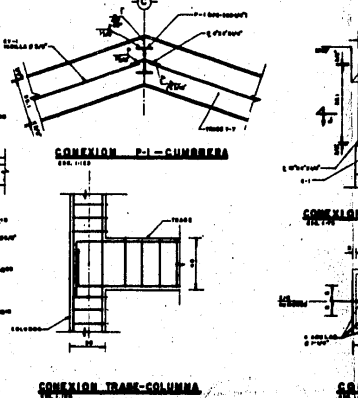
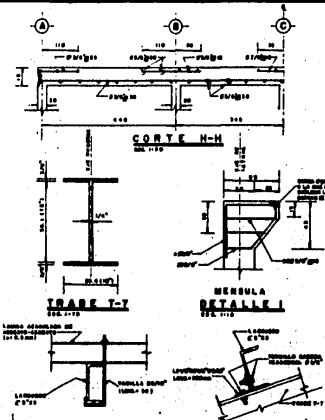
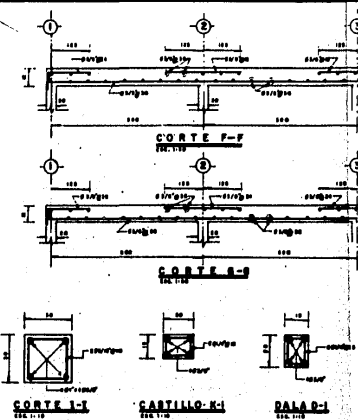
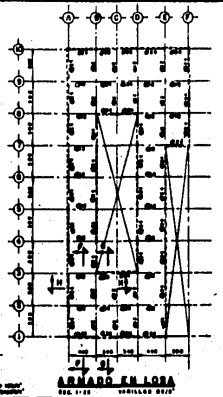
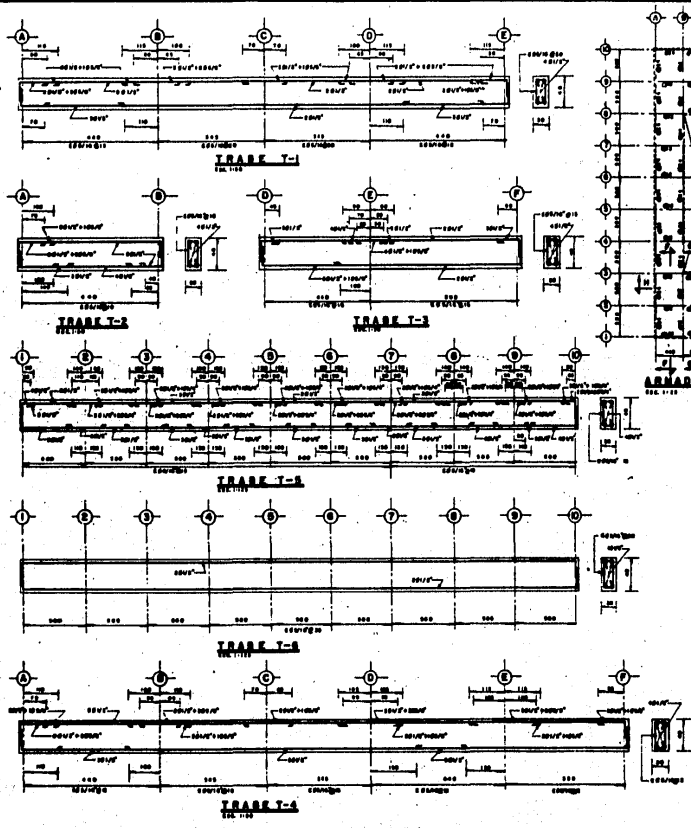


CORTE B-B



CORTE C-C

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA
MAQUINARIA INDUSTRIAL
PLANTAS Y CORTES
TESIS PROFESIONAL
JULIO G. GONZALEZ GONZALEZ
1 0 0 0 HOJA 1 DE 2



NOTAS

1. REFORZAMIENTO EN CONCRETOS, SEGUN LAS NORMAS EN USO.
2. REFORZAMIENTO EN ACERO.
3. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
4. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
5. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
6. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
7. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
8. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
9. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
10. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
11. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
12. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
13. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
14. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
15. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
16. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
17. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
18. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
19. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).
20. REFORZAMIENTO EN CEMENTO (1:2:4).

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA
RAVE INDUSTRIAL
ESTADOS UNIDOS
JULIO A. ORDOZ GUZMAN
1900 HOJA 2 DE 2

CONCLUSIONES

La finalidad de la presente tesis es la de ejemplificar el procedimiento de cálculo para una nave industrial con cargas, - coeficientes y factores de seguridad recomendados por el DDF.

Es importante hacer una visita al sitio de la obra para de terminar las condiciones a que estará sujeta la estructura, como el caso de saber si dicha estructura se encuentra en un promontorio ya que esto variará la velocidad de diseño del viento.

Debe tomarse en cuenta que el tipo de análisis sísmico que se emplee (Simplificado, Estático o Dinámico) debe estar en - concordancia a la estructuración del edificio.

En la determinación del tipo de cubierta que se emplee, un factor importante es la inclinación que deberá tener conforme a la estructura, recomendándose que no se use lámina acanalada de asbesto-cemento para pendientes menores del 25% y para lámina es tructural la pendiente mínima es del 10%.

El análisis estructural realizado mediante computadora simplifica en gran manera el trabajo para determinar las acciones bajo las que se diseñarán los elementos, con las distintas combi naciones de carga necesarias.

El diseñador debe considerar los problemas constructivos que ocasionarán los elementos y conexiones propuestos e investi gar si dichos elementos existen en el mercado.

He tratado de hacer este trabajo en forma clara y sencilla, esperando que con lo hecho se satisfaga el fin perseguido por la tesis.

B I B L I O G R A F I A

- Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras
Título IV - 400 - DDF Julio, 1977-UNAM

- Diseño y construcción de estructuras de concreto.
401-DDF Julio, 1977-UNAM

- Manual de diseño por sismo
406-DDF Julio, 1977-UNAM

- Manual de diseño por viento
407-DDF Julio, 1977-UNAM

- Manual para constructores
Aceros Monterrey - 1963

- Buildings - Design standards No. 9
United States Department of the Interior Bureau of Reclamation

- Datos prácticos de instalaciones hidráulicas y sanitarias.
Ing. Onésimo Becerril 7a. Edición Ed.

- Diseño simplificado de concreto reforzado.
Harry Parker Ed. Limusa

- Proyecto del reglamento de las construcciones en el Distrito -
Federal.
Folleto complementario de diseño sísmico en edificios.
Emilio Rosenblueth 1962

- Diseño de estructuras resistentes a sismos
Emilio Rosenblueth IMCYC

- Teoría elemental del concreto reforzado
Phil M. Ferguson Ed. CECSA

- Steel Construction Manual
American Institute Steel Construction (AISC) 8a. Edición.

- Diseño de estructuras de acero
Bresler, Lin y Scalzi Ed. Limusa