

Nº 29
RES.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESTUDIO SOBRE CARACTERISTICAS Y
COMPORTAMIENTO DE PANELES ESTRUCTURALES
A BASE DE POLIESTIRENO ESPANDIDO DE ALTA
DENSIDAD Y NERVADURAS DE LAMINA
GALVANIZADA

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A I
JUAN JOSE CRUZ FREGOSO

DIRECTOR DE TESIS,
Ing. Juan Luis Cottier Caviedes

MEXICO, D. F.

SEPTIEMBRE DE 1992

FALLA DE ORIGEN



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.

INDICE

	ANTECEDENTES	1
I.	INTRODUCCION	3
	I.1 LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS	5
	I.2 LOSAS PLANAS	5
	I.3 LOSAS ALIGERADAS	5
II.	ENSAYES	10
	II.1 ELEMENTO COMPLETO SIMULANDO CONEXION CON MUROS DE MAMPOSTERIA	11
	II.2 ELEMENTO COMPLETO LIBREMENTE APOYADO	21
	II.3 PANEL SOLO LIBREMENTE APOYADO	25
III.	METODO DE DISEÑO	29
	III.1 RESISTENCIA A LA FLEXION	30
	III.2 RESISTENCIA ULTIMA A FLEXION	31
	III.3 RIGIDEZ A FLEXION BAJO CARGAS DE SERVICIO (DEFLEXIONES)	32
	III.4 RESISTENCIA AL CORTANTE	33

IV.	EJEMPLO DE CALCULO	47
IV.1	RESISTENCIA A FLEXION	49
IV.2	RESISTENCIA ULTIMA	50
IV.3	DEFLEXIONES	51
IV.4	RESISTENCIA AL CORTANTE	52
V.	INTERPRETACION DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES	53
V.1	ELEMENTO COMPLETO SIMULANDO CONEXION CON MUROS DE MAMPOSTERIA	55
V.2	ELEMENTO COMPLETO LIBREMENTE APOYADO	57
V.3	ELEMENTO SOLO	58
V.4	INSTALACION	61
V.5	REPORTE FOTOGRAFICO	62
	BIBLIOGRAFIA	70

ANTECEDENTES

La industria de la construcción ha registrado avances muy importantes en los últimos 60 años, debido a diferentes aspectos como los son: la introducción de computadoras, desarrollo de equipos más eficientes, introducción de nuevos materiales, etc.

Aunado al desarrollo tecnológico, las necesidades de vivienda se han acrecentado obligando a buscar y experimentar con nuevos materiales, técnicas de construcción, métodos de cálculo, etc.

Dentro del área de nuevos materiales existe la propuesta de un nuevo sistema de losas ligeras: paneles a base de poliestireno expandido de alta densidad y nervaduras de lámina galvanizada, que la compañía MICSA fabrica.

El objetivo de éste estudio, es obtener los aspectos básicos del comportamiento estructural del sistema mediante la ejecución de pruebas experimentales. A partir de los resultados obtenidos, emitir un dictámen general.

Para ésto, se propusieron las siguientes acciones:

- + Ejecución de pruebas de carga según R.C.D.F. (87)
- + Interpretación de resultados en términos de los datos teóricos esperados.
- + Verificación de los resultados de acuerdo a las disposiciones del R.C.D.F. (87).
- + Propuesta de criterios para diseño.
- + Conclusiones.

El presente trabajo está desarrollado como tesis profesional y a continuación lo presento aspirando a obtener el Título de Ingeniero Civil.

I. INTRODUCCION

Todo Ingeniero está íntimamente ligado con los materiales que dispone para la construcción.

Debe conocer a fondo las propiedades y características del comportamiento de los elementos que va a emplear. Los diseños más avanzados de ingeniería dependen de la utilización de los materiales más novedosos cuyas características superen, aunque sea sólo en algunos aspectos, a los ya existentes.

Un grupo muy importante de elementos estructurales básicos se caracterizan por tener una dimensión muy pequeña con respecto a las otras dos y una superficie plana. Estos elementos se identifican con el nombre genérico de placas, aunque adquieren nombres más específicos según la función estructural principal que desempeñan.

Las placas sujetas a cargas normales a su plano y apoyadas en sus bordes o en algunos puntos son típicas de los sistemas de piso y techo, aunque cumplen un gran número de otras funciones en diferentes estructuras. Cuando son de concreto, de piedra o de construcción compuesta con esos materiales, se denominan LOSAS.

Las losas de concreto pueden ser macizas o aligeradas, apoyadas perimetralmente o losas planas.

Las LOSAS PLANAS PERIMETRALMENTE son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros en sus cuatro lados como se muestra en la figura I.1 y que por lo tanto trabajan en dos direcciones.

La diferencia entre las losas que trabajan en una dirección y las losas apoyadas perimetralmente, puede verse en la forma que adquieren cuando se deflexionan bajo la acción de cargas normales a su plano: Las primeras se deflexionan en curvatura simple, mientras que las segundas lo hacen en curvatura doble (FIGURAS I.2a y I.2b).

Una característica estructural importante de los apoyos de estas losas es que su rigidez a flexión es mucho mayor que la rigidez a flexión de la propia losa. Cuando las losas se apoyan en muros no hay duda al respecto, ya que su rigidez a flexión puede considerarse infinita. Cuando se apoyan en vigas de dimensiones usuales también puede considerarse que se cumple con la condición mencionada. Sin embargo, en ocasiones las losas se apoyan en vigas de poco peralte que tienen una rigidez relativamente pequeña. En estos casos se recurre a procedimientos un poco más elaborados.

Las LOSAS PLANAS son aquellas que se apoyan directamente sobre columnas sin la intermediación de vigas, como se muestra en la Figura I.3. Pueden tener ampliaciones en la columna o en la losa (Figuras 1.3a/1.3c) o ser de peralte uniforme (Figura 1.3d); en este último caso se denominan placas planas.

Las ampliaciones de las columnas en su parte superior se denominan capiteles. Tienen por función principal aumentar el perímetro de la sección crítica en cortante por penetración, acción que rige en muchas ocasiones el dimensionamiento de éste tipo de losas. El ábaco es una zona de la losa alrededor de la columna con mayor peralte. Generalmente es cuadrado o rectangular y recomienda el R.C.D.F. que sus dimensiones en planta no sean menores que un sexto del claro en la dirección considerada a cada lado del eje de las columnas.

Las LOSAS ALIGERADAS se logran incorporando bloques huecos o tubos de cartón, o bien formando huecos con moldes recuperables de plástico u otros materiales. Las losas aligeradas reciben a veces el nombre de losas encasetonadas o reticulares.

Las losas por ser elementos que trabajan a flexión, sufren deformaciones importantes bajo carga, de manera que la limitación de flecha y ubicación en condiciones de servicio es el aspecto que rige normalmente el espesor de la placa.

La flexión es la fuerza interna dominante en las placas con cargas normales a su plano. La fuerza cortante rara vez llega a regir el diseño.

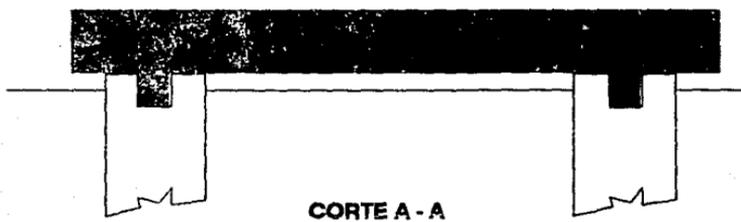
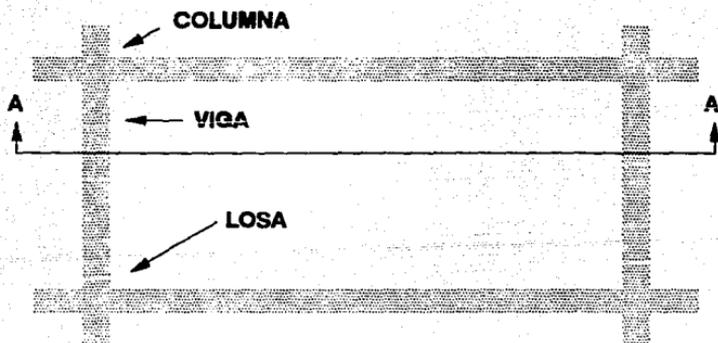


FIGURA I.1 Losa apoyada perimetralmente

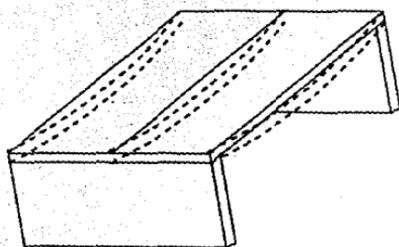


FIGURA I.2a

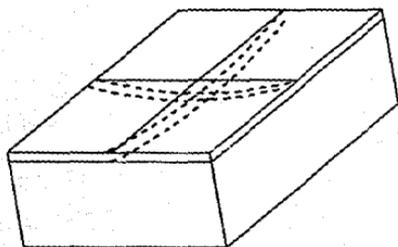
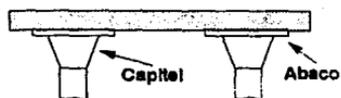
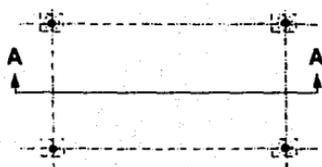
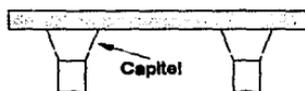
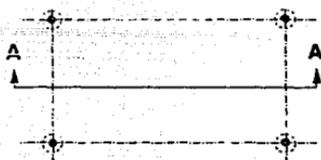


FIGURA I.2b



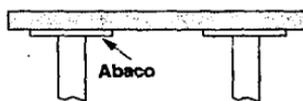
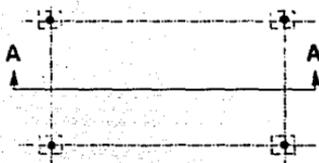
Corte A - A

(a) Losa apoyada sobre columnas con capitel y ábaco



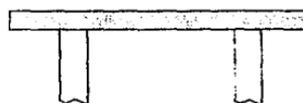
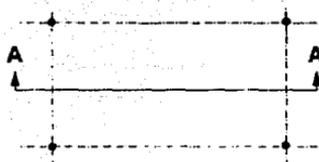
Corte A - A

(b) Losa apoyada sobre columnas con capitel



Corte A - A

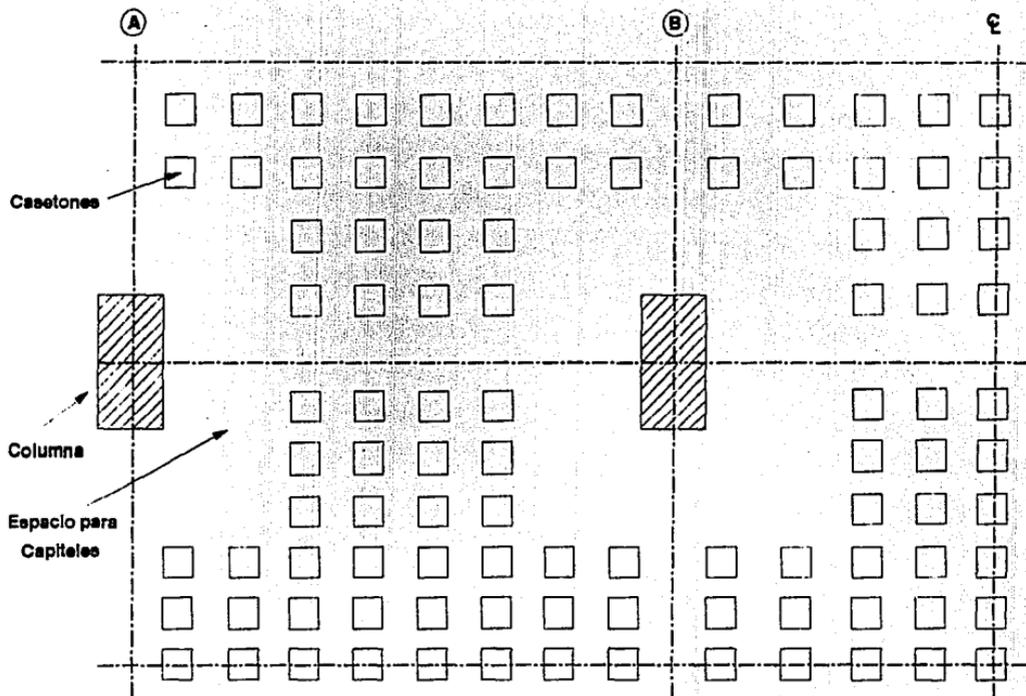
(c) Losa apoyada sobre columnas con ábaco



Corte A - A

(d) Losa apoyada sobre columnas

FIGURA I.3 Distintos tipos de losas planas



6

FIGURA I.4 Losa Encasetonada

ii.

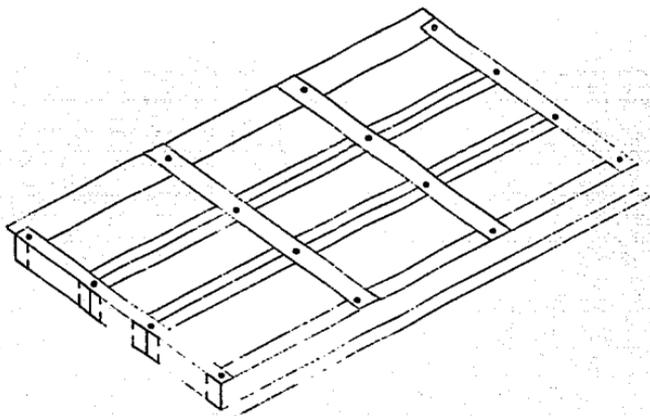
ENSAYES

DESCRIPCION DEL ELEMENTO.

Este panel estructural está formado a base de poliestireno expandido de alta densidad y nervaduras de lámina galvanizada de distintos calibres dependiendo de las necesidades de carga.

Los paneles ensayados consisten en tableros de 3 pulgadas de espesor, — (7.62 cm.) 4m. de largo y 1.22m. de ancho, aunque MICSA fabrica los paneles con otros tamaños, de acuerdo a las necesidades del constructor (2.00, 2.50, 3.00,— 3.50 y 4.00). Se seleccionó el claro más largo.

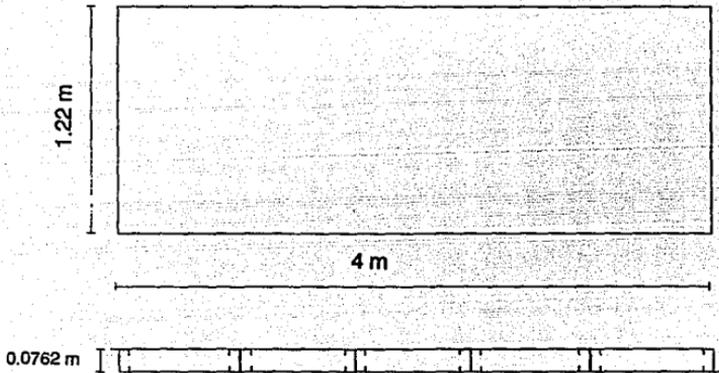
Tienen 5 nervaduras de lámina galvanizada calibre 22 (0.8 mm. de espesor) con un $F_y=1500$ kg/cm², paralelas a su lado más largo y espaciadas cada 30.5 cm. Las nervaduras están ligadas perpendicularmente a sus ejes con remaches y 6 cintas de lámina galvanizada a todo lo ancho, 3.5 cm de ancho y un espesor igual al calibre de las nervaduras. Como complemento integral, el poliestireno expandido rellena los espacios interiores que existen entre las nervaduras y sus ligaduras perpendiculares.

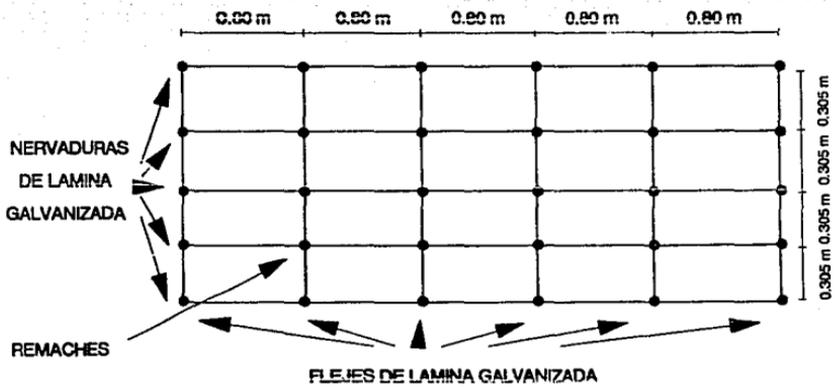


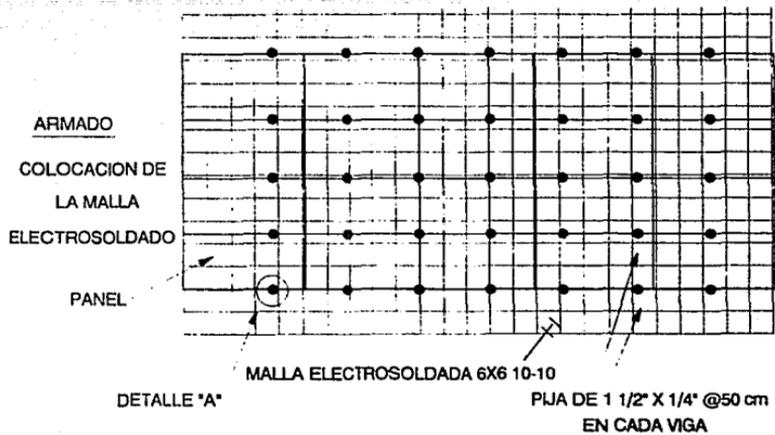
ELEMENTO COMPLETO SIMULANDO CONEXION CON MUROS DE MAMPOSTERIA

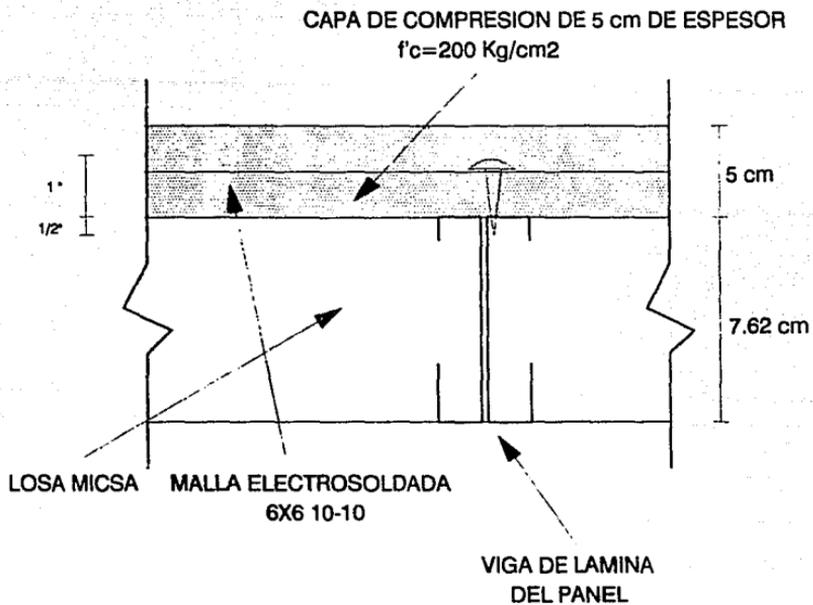
CARACTERISTICAS DEL PANEL

DIMENSIONES: 4.00 m DE LARGO
1.22 m DE ANCHO
0.0762 m DE ESPESOR









La carga correspondiente a la prueba de carga según reglamento es:

a) Carga que estaría en un caso real:

Peso del firme de concreto TMA 3/4" --> 2355 kg/m ³	0.05 * 2355	117.75 kg/m ²
Peso propio del panel		9.0 kg/m ²
Carga viva (Habitación conforme R.C.D.F.) Art. 199		170.0 kg/m ²
Carga adicional (Art. 197 R.C.D.F.)		40.0 kg/m ²
	TOTAL	336.75 kg/m²

b) Carga de diseño:

Tomando un factor de carga de 1.4 1,4 * 336.75 471.45 kg/m²

c) Carga aplicada según procedimiento
para pruebas de carga según R.C.D.F.
Art. 240. 0.85 * 471.45 400.73 kg/m²

d) Lastre:

Tomando en cuenta que el peso del
firme y del panel ya están aplicados,
se deducen. 400.73 - 117.75 - 9 273.98 kg/m²

Area del panel, tomando el claro
libre:

$$A = 3.74 * 1.22 = 4.5628$$

El lastre por aplicar es: 4.5628 * 273.98 1250.13 kg.

Durante la prueba se registró la carga total correspondiente al lastre aplicado y la deflexión medida para cada incremento de carga.

Para los propósitos de éste estudio, es conveniente graficar la carga total por m² y la deflexión total en mm. incluyendo los efectos del peso propio del elemento.

PROCEDIMIENTO DE CARGA

Para cargar el elemento con una carga uniformemente distribuida, se procedió a la colocación de los bultos de cemento, cada uno con un peso de 50 kg. de la siguiente manera:

Se colocaron los bultos de manera ascendente sobre la losa con la siguiente disposición:
DIAGRAMA DE BLOQUES 1

25 bultos X 50 kg. = 1250 kg. : DIAGRAMA DE BLOQUES 2

	<u>Carga Acumulada</u>
Bultos 1 y 2	100 kg.
Bultos 3 y 4	200 kg.
Bultos 5 y 6	300 kg.
Bultos 7 y 8	400 kg.
Bultos 9 y 10	500 kg.
Bultos 11 y 12	600 kg.
Bultos 13 y 14	700 kg.
Bultos 15 y 16	800 kg.
Bultos 17 y 18	900 kg.
Bulto 19	950 kg.
Bulto 20	1000 kg
Bulto 21	1050 kg
Bulto 22	1100 kg
Bulto 23	1150 kg
Bulto 24	1200 kg
Bulto 25	1250 kg

El elemento completo:

Concreto	0.05 * 2355	117.75 kg/m ²
Panel		9.0 kg/m ²
Malla 6 X 6 - 10 - 10		1.0 kg/m ²
	TOTAL	127.75 kg/m²

Por lo tanto, la carga total por m² se calcula con:

$$W = \frac{\text{Carga}}{11} + 127.75 \quad \text{Donde "Carga" es el lastre aplicado en cada etapa.}$$

La deflexión será:

$$A = \text{Lectura} + 11$$

Donde "Lectura" es el valor leído del micrómetro durante la prueba en cada etapa y 11 es la deflexión medida por peso propio.

Diagrama de Bloques 1

17	13	9	5	1	3	7	11	15
18	14	10	6	2	4	8	12	16

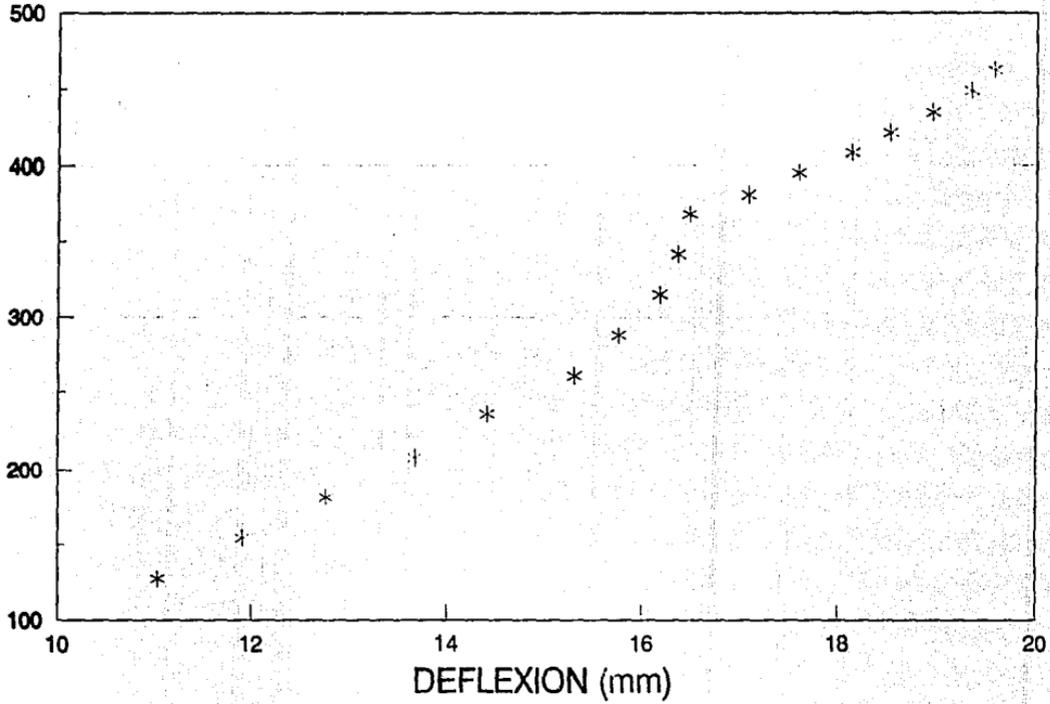
Diagrama de Bloques 2

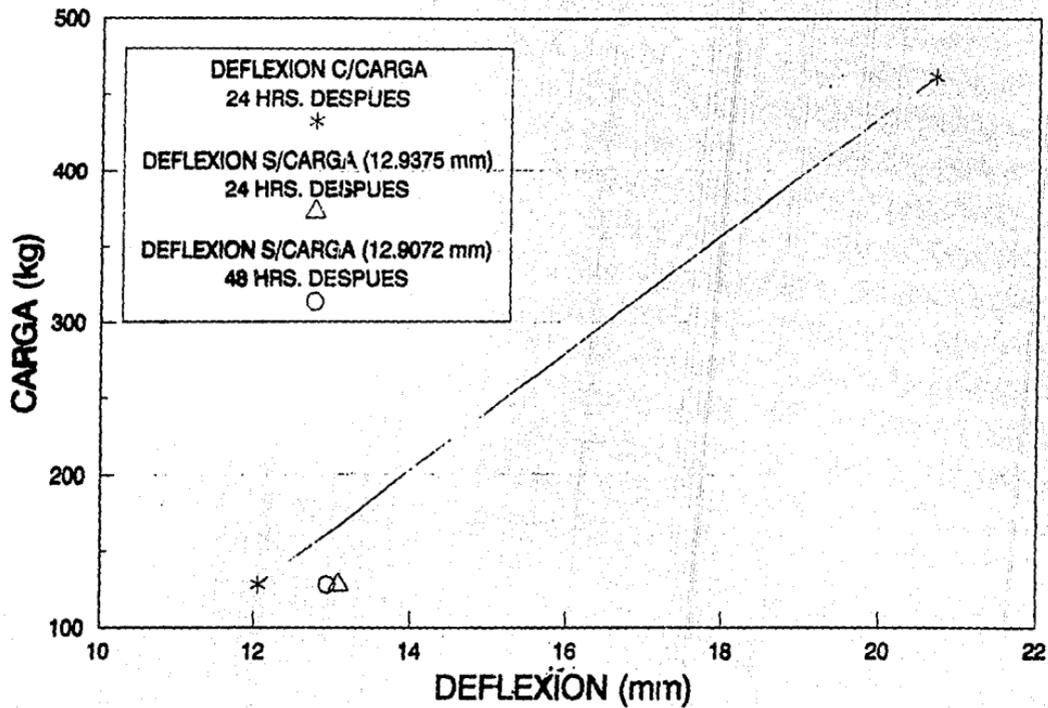
25	23	21	19	20	22	24
----	----	----	----	----	----	----

CARGAS Y DEFLEXIONES

	PUNTO	W KG	DEFLEXIONES (mm)			DEFLEXION (24 HRS. DESPUES)	DEFLEXION SIN CARGA (24 HRS. DESPUES)	DEFLEXION SIN CARGA (48 HRS. DESPUES)
			IZQ.	DER.	PROM.			
	PEPO PROPIO	127.75	11.000	11.078	11.039	12.058	12.8375	12.9072
BULTOS	1 Y 2	154.4878	11.887	11.936	11.9115			
BULTOS	3 Y 4	181.2259	12.728	12.818	12.7690			
BULTOS	5 Y 6	207.5839	13.615	13.752	13.6835			
BULTOS	7 Y 8	234.7019	14.323	14.488	14.4085			
BULTOS	9 Y 10	261.4388	15.188	15.415	15.3015			
BULTOS	11 Y 12	288.1778	15.826	15.883	15.7545			
BULTOS	13 Y 14	314.9158	16.037	16.325	16.1810			
BULTOS	15 Y 16	341.6537	16.224	16.488	16.3650			
BULTOS	17 Y 18	368.3917	16.391	16.573	16.4820			
BULTOS	19	381.7807	16.918	17.238	17.0785			
BULTOS	20	395.1287	17.456	17.748	17.6020			
BULTOS	21	408.4867	18.005	18.283	18.1440			
BULTOS	22	421.8677	18.383	18.655	18.5240			
BULTOS	23	435.2388	18.822	19.078	18.9500			
BULTOS	24	448.6056	19.248	19.429	19.3385			
BULTOS	25	461.9746	19.482	19.857	19.5685	20.8815		

CARGA / DEFLEXION INSTANTANEA





ELEMENTO COMPLETO LIBREMENTE APOYADO.

Concreto	2,283.6 (.05)	=	114.2
Panel		=	8.8
Malla	66 - 10 / 10	=	$\frac{1.01}{124.01 \text{ kg/m}^2}$

Por lo tanto "La carga total" por m^2 se calcula con:

$$w = \frac{\text{Carga}}{3.416} + 124 : \quad \text{Donde "Carga" es el lastre aplicado en cada etapa.}$$

Tomando en cuenta la aproximación del micrómetro utilizado, la deflexión total se calcula con:

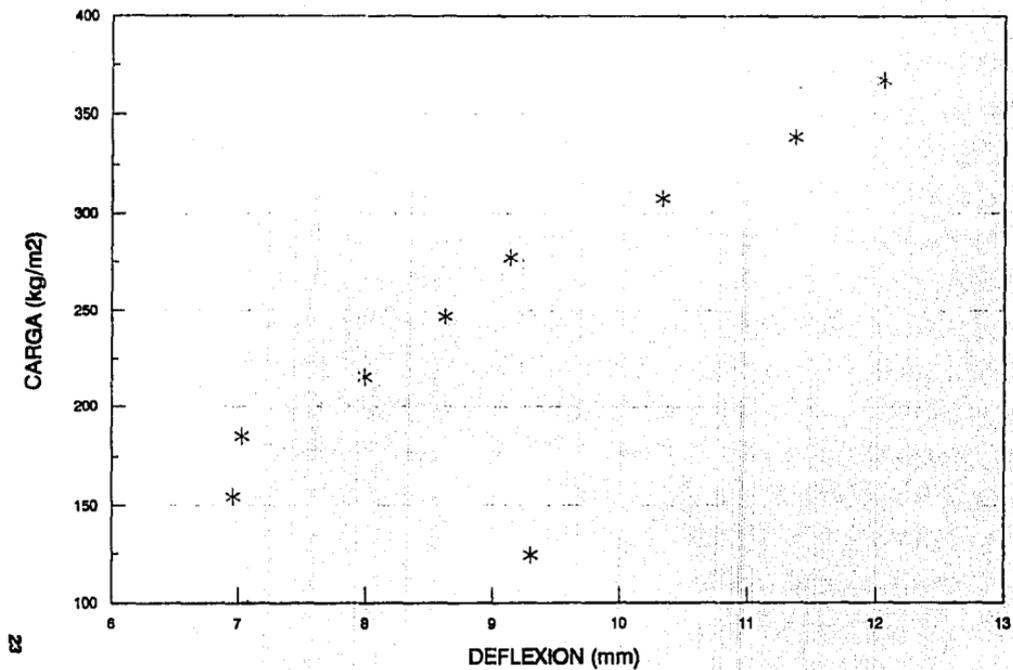
$$A = 0.0254 (\text{Lectura}) + 5.3 : \quad \text{Donde "Lectura" es el valor leído del micrómetro durante la prueba en cada etapa y 5.3 mm. es la deflexión medida por peso propio.}$$

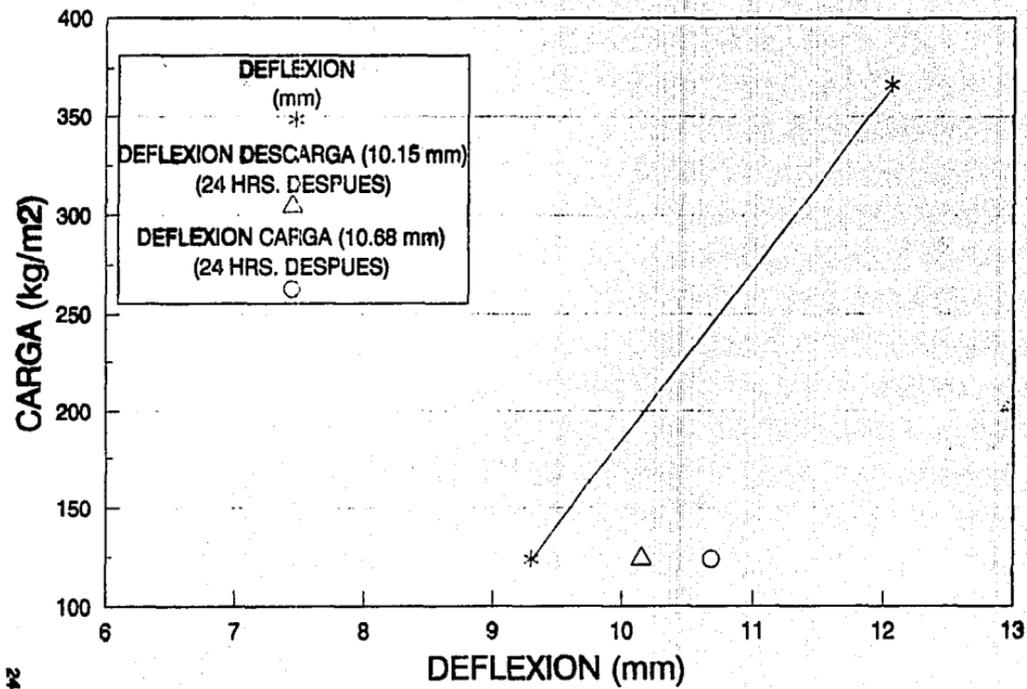
En el cuadro, se presenta la tabulación de valores calculados para W y A, según las fórmulas anteriores, y en la figura, se presenta la Gráfica Carga-Deflexión para ésta prueba.

CARGAS Y DEFLEXIONES

PUNTO	CARGA (Kg / m ²)	DEFLEXION (mm)	DEFLEXION DESCARGA (24 HRS. DESPUES)	DEFLEXION CARGA (24 HRS. DESPUES)
1	124.01	9.30	10.15	10.68
2	154.60	6.96		
3	185.13	7.03		
4	215.84	7.99		
5	246.70	8.63		
6	277.14	9.14		
7	307.56	10.33		
8	338.73	11.37		
9	366.98	12.06		

CARGA/DEFLEXION INSTANTANEA





PANEL SOLO LIBREMENTE APOYADO

Peso del Panel

8.8 kg/m²

$$w = \frac{\text{Carga}}{3.416} + 8.8$$

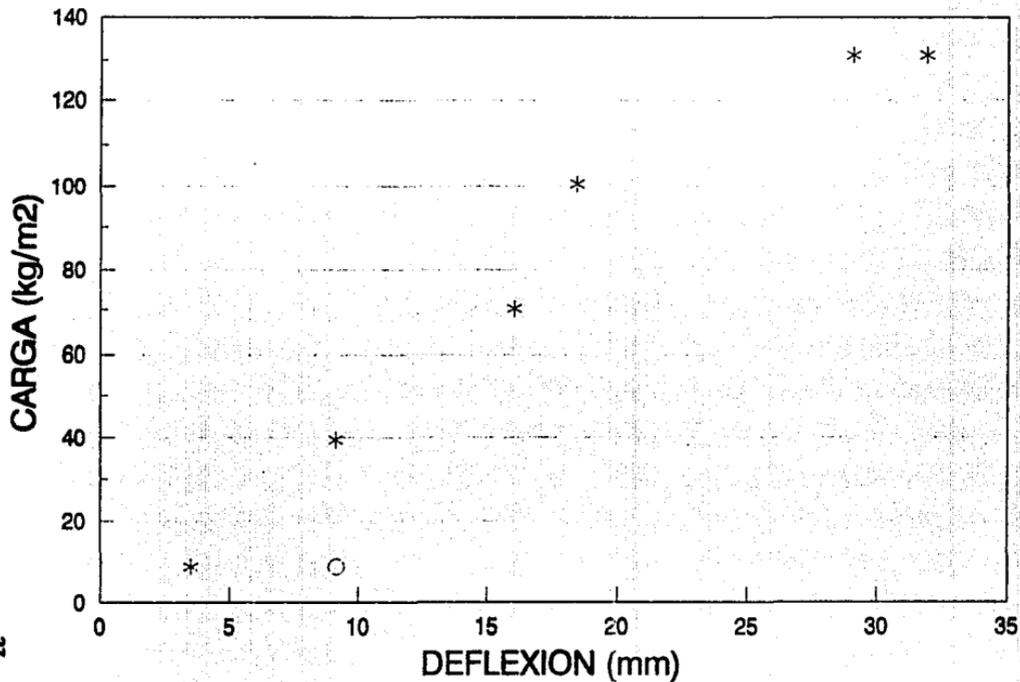
$$A = .0254 \text{ (Lectura)}$$

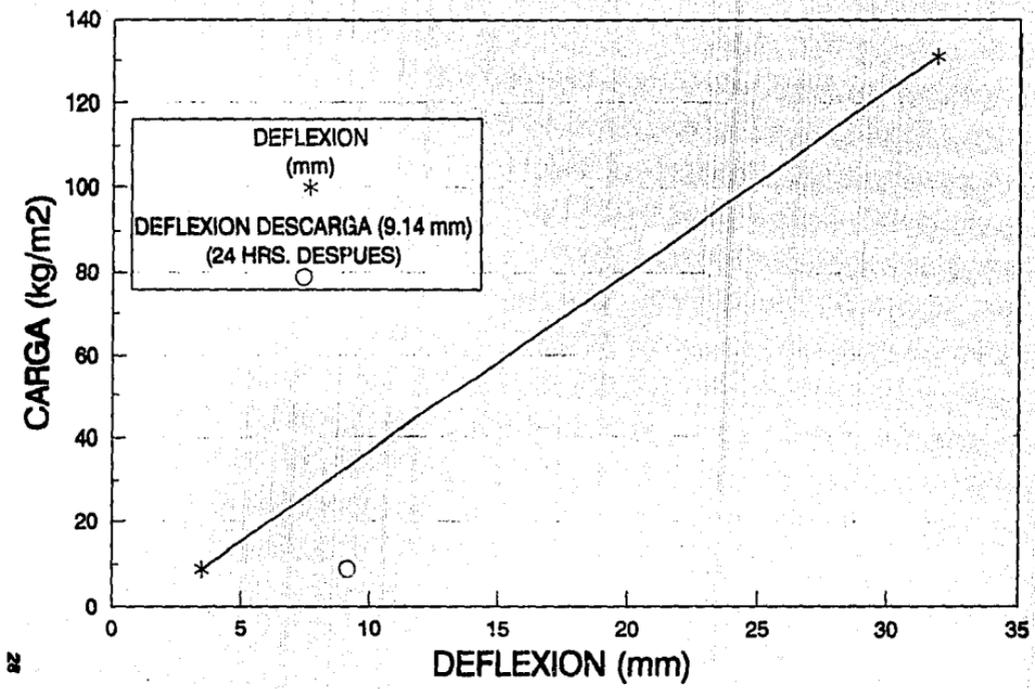
En el cuadro se presenta la tabulación de valores calculados para W y A, según las formulas anteriores. En la Figura se presenta la Gráfica Carga-Deflexión para ésta prueba.

CARGAS Y DEFLEXIONES

PUNTO	CARGA (Kg / m2)	DEFLEXION (mm)	DEFLEXION DESCARGA (24 HRS. DESPUES)
1	8.80	3.50	9.14
2	39.42	9.12	
3	70.13	16.05	
4	100.52	18.46	
5	131.16	29.08	
6	131.16	31.88	

CARGA / DEFLEXION INSTANTANEA

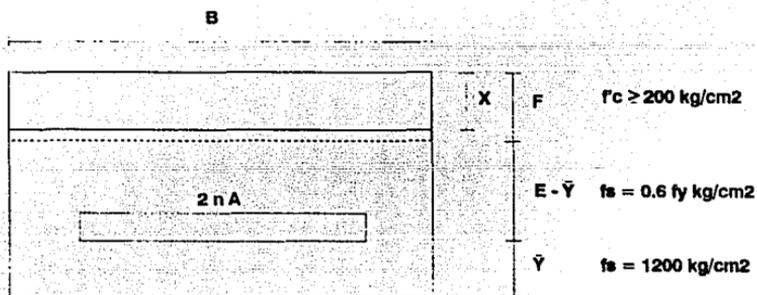




III. METODO DE DISEÑO

PROCEDIMIENTO RECOMENDADO PARA EL CALCULO DE PROPIEDADES

1. RESISTENCIA A LA FLEXION.



B = Ancho del módulo entre casquillos (40 cm.)

F = Grosor del firme de concreto (5 cm.)

E = Peralte del panel solo (6.5 cm.)

A = Area del ángulo o casquillo metálico (1.92 cm²)

\bar{Y} = Centrolde del ángulo o casquillo metálico (3.151 cm.)

$$E_c = 8000 \sqrt{f'c}$$

$$n = \frac{2 \times 10^6}{E_c}$$

$$T = 2 A f_s$$

$$ME = T (F + E - Y - X/3) \dots \dots \dots (A)$$

Con ésta fórmula se calcula la resistencia en el ancho B; para obtener la resistencia por metro de ancho:

$$M = ME \times 10/4$$

La Carga

$$WE = \frac{8 \cdot ME}{L^2} \quad (\text{Libre})$$

$$WE = \frac{11,032 \cdot ME}{L^2} \quad (\text{Muros de Mampostería})$$

2. RESISTENCIA ULTIMA A FLEXION.

$$T = 2 A f_y$$

$$f'c = 0.68 f'c$$

$$a = \frac{T}{B f'c}$$

$$MR = 0.9 [T (F + E - Y - a/2)] \cdot X \cdot 10/4 \quad (\text{por metro de ancho}).$$

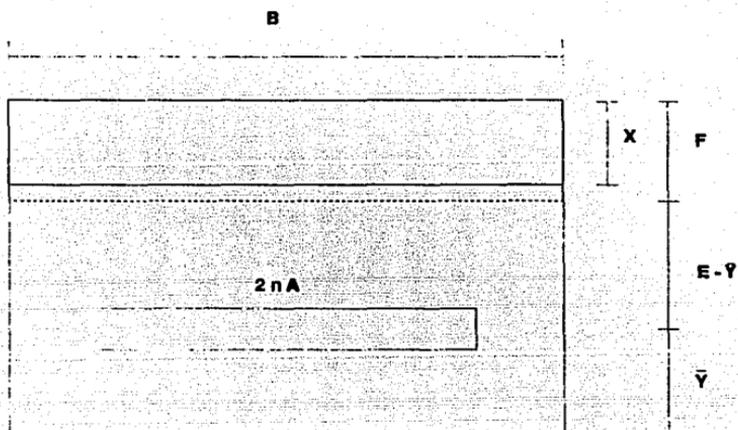
Carga de falla para el panel:

$$W_y = \frac{8 \cdot MR}{L^2} \quad \text{Si se considera libremente apoyado.}$$

$$W_y = \frac{10,73 \cdot MR}{L^2} \quad \text{Para muros hechos con mampostería}$$

3. RIGIDEZ A FLEXION Y DEFLEXIONES BAJO CARGAS DE SERVICIO. (Deflexiones)

Material $f_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$



Obtener la distancia al eje neutro (X) con:

$$\frac{Bx^2}{2} = 2nA (F + E - Y - X)$$

Obtener el momento de inercia con:

$$IE = \frac{Bx^3}{3} + 2nA (F + E - Y - X)^2$$

La rigidez es:

$$ECIE = 8000 \sqrt{f'c I E} \times 10/4 \quad (\text{Por metro de ancho})$$

La deflexión por la carga W se calcula:

Instantánea:

$$A_i = 0.0071 \frac{W L^4}{EI} \quad W \text{ considerada con la carga viva.}$$

Permanente:

$$A_p = 0.0071 \frac{W L^4}{EI} \quad W \text{ considerada sin la carga viva.}$$

Total:

$$A_t = A_i + 1.1 A_p$$

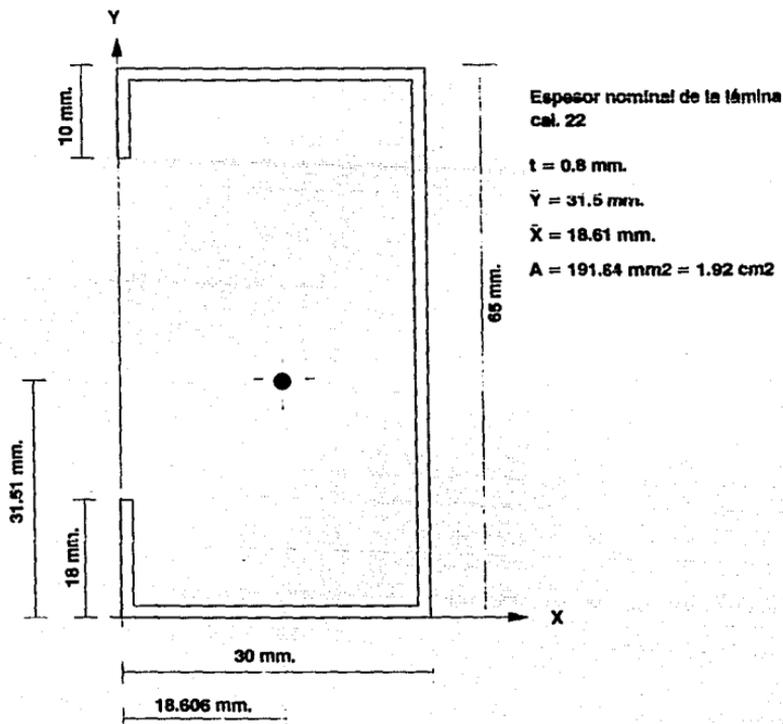
4. RESISTENCIA AL CORTANTE (Se calcula como lo indica el R.C.D.F. Art. 87 como si se tratase de una viga I).

Conforme a los resultados de las pruebas de materiales llevadas a cabo, se tiene la siguiente:

- Resistencia a la compresión del concreto:
200 kg/cm²
- Peso volumétrico del concreto:
2300 kg/m³
- Acero de casquillo lámina No. 22
 - Esfuerzo de fluencia 2788 kg/cm²
 - Esfuerzo de ruptura 3750 kg/cm²
 - (Obtenidos como el promedio de 6 ensayos).

1. RESISTENCIA EN LA ETAPA DE SERVICIO (Resistencia Elástica)

En primer lugar, se calculan las propiedades del casquillo de lámina calibre 22 según medidas obtenidas directamente en un espécimen.



$$I_x = \frac{0.8 (18)^3}{12} + (0.8 \times 18) 9^2 + \frac{28.4 (0.8)^3}{12} + (0.8 \times 28.4) 0.4^2 + \frac{0.8 (65)^3}{12} + (0.8 \times 65) 32.5^2 + \frac{28.4 (0.8)^3}{12} + (0.8 \times 28.4) 64.6^2 + \frac{0.8 (10)^3}{12} + (0.8 \times 10) 60^2$$

$$I_x = 198476.67 \text{ mm}^4 = 19.8476 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{19.8476}{1.9184}} = 3.2165 \text{ cm}$$

Tomando la resistencia del concreto obtenida $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$E_c = 8000 \sqrt{f'c} = 113137.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2 \times 10^6}{E_c} = 17.6776$$

$$2nA = 67.8822 \text{ cm}^2$$

Igualando momentos de área:

$$\frac{40x}{2}^2 = 67.8822 (5 + 3.151 - x)$$

$$\frac{40x}{2}^2 = 553.3078 - 67.8822x$$

$$x^2 + 3.3941 - 27.6654 = 0$$

La solución a ésta ecuación es:

$$X = 3.8297 \text{ cm.}$$

Tomemos como esfuerzo de fluencia de la lámina 2000 kg/cm^2 . Este esfuerzo es muy variable debido a que la lámina comercial no tiene un control de fabricación.

Así, 2000 kg/cm^2 representa el valor esperado en el 95% de los casos.

Esfuerzo de Trabajo $0.6 (2000) = 1200 \text{ kg/cm}^2$. $f_s = 0.6 f_y$

$$T = 2 A f_s = 2 (1.92) (1200) = 4608 \text{ kg.}$$

$$ME = 4608 (5 + 6.5 - 3.151 - \frac{3.8297}{3}) = 32589.712 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 325.8971 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Por metro de ancho:

$$M = 814.7428 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

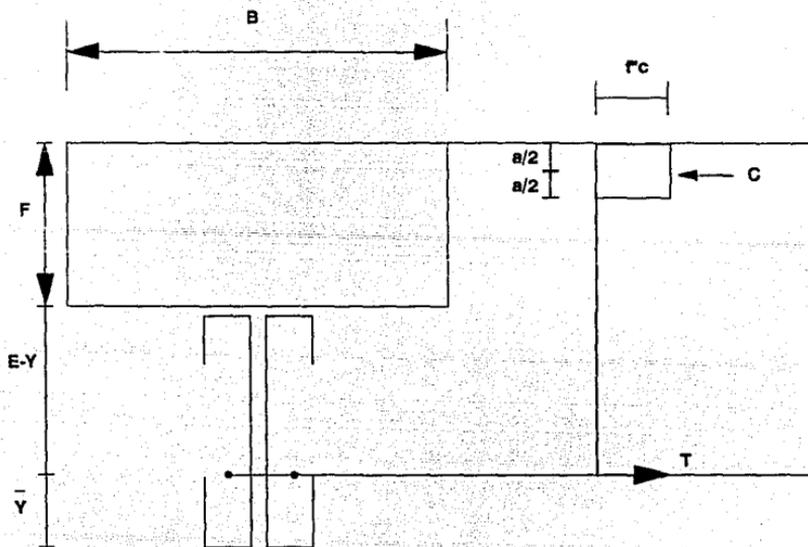
Carga resistente:

a) Sin tomar en cuenta la continuidad

$$WE = \frac{8 (814.7428)}{(3.85)^2} = 439.733 \text{ kg/m}^2.$$

b) Tomando la continuidad

$$WE = \frac{11.032 (814.7428)}{(3.85)^2} = 606.3918 \text{ kg/m}^2.$$



$$\begin{aligned}
 B &= 40 \text{ cm.} \\
 E-Y &= 3.349 \text{ cm.} \\
 Y &= 3.151 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= 2A f_s = 2 (1.92) (1200) = 4608 \text{ kg.} \\
 r_c &= 200 (0.85) (0.80) = 136 \text{ kg/cm}^2 \\
 a &= \frac{As f_s}{B r_c} = \frac{3.84 (1200)}{40 (136)} = 0.847 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Cargas actuantes

Panel solo	9.0 kg/m ²
Firme 5 cm.	117.75 kg/m ²
Carga viva (Habitación, conforme Art. 199 R.C.D.F.)	170.0 kg/m ²
Carga adicional (Habitación conforme Art. 199 R.C.D.F.)	40.0 kg/m ²
Acabado en azotea (para caso extremo)	100.0 kg/m ²
TOTAL	<u>436.75 kg/m²</u>

Claro más desfavorable:

$$3.85 \text{ m}^2$$

Relación entre carga resistente y actuante:

a) Sin considerar la continuidad en muros

$$\frac{439.733}{436.75} = 1.0068 > 1$$

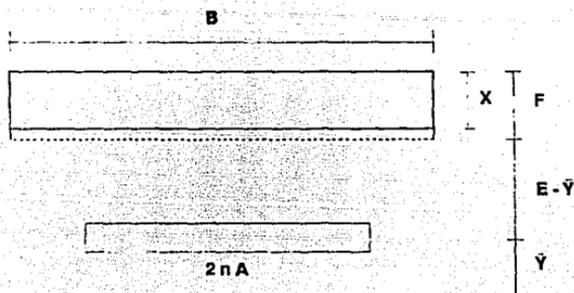
b) Tomando en cuenta la continuidad

$$\frac{606.3918}{436.75} = 1.3884 < 1$$

Por lo tanto, la resistencia elástica es satisfactoria aún sin tomar en cuenta la continuidad.

Como el momento de inercia en la sección es pequeño, se acepta considerar el área concentrada.

Con el modelo de sección compuesta transformada usada en concreto reforzado, se tiene:



$$B = 40 \text{ cm.}$$

$$F = 5 \text{ cm.}$$

$$E = 6.5 \text{ cm.}$$

$$A = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$Y = 3.151 \text{ cm.}$$

2. RESISTENCIA ULTIMA.

$$T = 2 (1.92) (2000) = 7680 \text{ kg.}$$

$$f'c = 0.85 (0.8) (200) = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{(7680)}{40 (136)} = 1.4118$$

$$MR = 0.9 [7680 (5 + 6.5 - 3.15 - \frac{1.4118}{2})]$$

$$MR = 528.29 \text{ kg m}$$

Por metro de ancho

$$1320.73 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

Carga de falla para el claro de 3.85 m:

a) Sin considerar la continuidad en muros

$$W_y = \frac{8 (1320.7307)}{(3.85)^2} = 712.8248 \quad \text{Relación 1.1658}$$

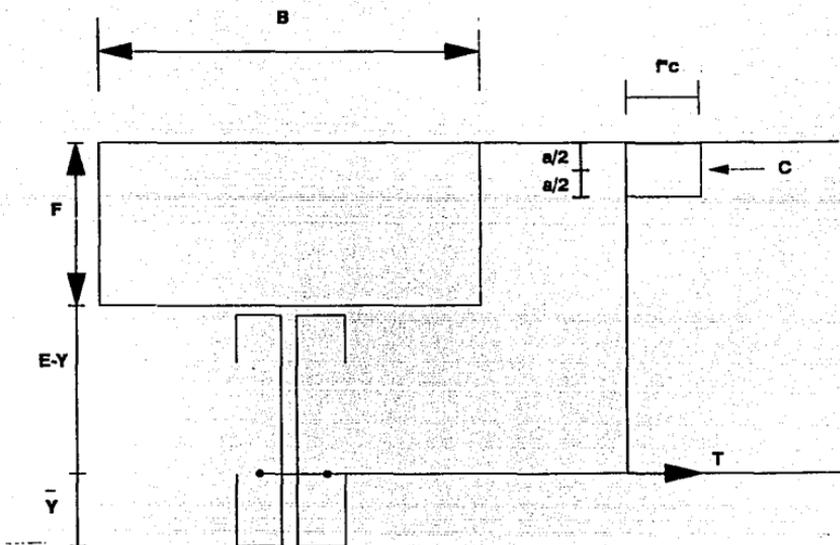
b) Tomando en cuenta la continuidad

$$W_y = \frac{10.73 (1320.7307)}{(3.85)^2} = 956.0763 \quad \text{Relación 1.5636}$$

Carga factorizada utilizando el factor de 1.4

$$436.75 (1.4) = 611.45$$

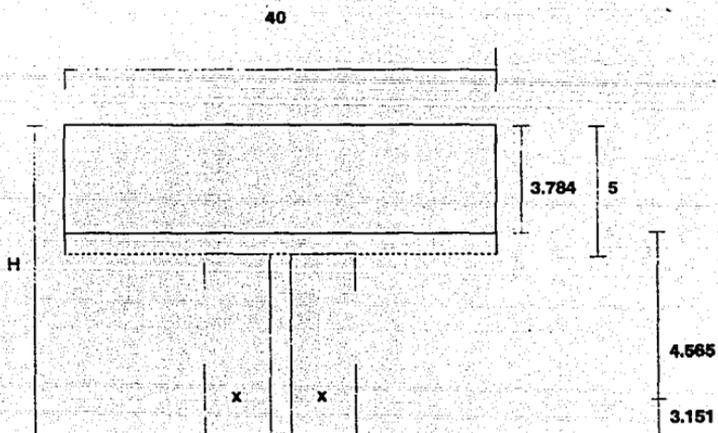
Por lo tanto, la resistencia está sobrada.



$$\begin{aligned}
 B &= 40 \text{ cm.} \\
 E-Y &= 3.349 \text{ cm.} \\
 Y &= 3.151 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= 7680 \text{ kg.} \\
 f_c &= 200 (0.85) (0.80) = 136 \text{ kg/cm}^2 \\
 a &= \frac{A_s f_y}{B f_c} = \frac{3.84 (2000)}{40 (136)} = 1.4118 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

3. DEFLEXIONES



$$20x^2 = 566.82 - 67.8822$$

$$x^2 + 3.394x - 28.34 = 0$$

$$x = \frac{-3.394 \pm \sqrt{6.788 + 113.36}}{2}$$

La solución de ésta ecuación es:

$$x = 3.784 \text{ cm}$$

$$IE = \frac{40 (3.784)^3}{3} + (67.8822) (5 + 6.5 - 3.151 - 3.784)^2$$

$$IE = 2137.0364 \text{ cm}^4$$

La rigidez es:

$$E_c IE = 2.4178 \times 10^8 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

En un metro de ancho:

$$E_c IE = 6.0445 \times 10^8 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

La deflexión para carga de servicio es:

Instantánea

$$A_i = 0.0071 \frac{4.3675 (385)^4}{6.0445 \times 10^8} = 1.1271 \text{ cm}$$

Permanente

$$A_i = 0.0071 \frac{2.6675 (385)^4}{6.0445 \times 10^8} = 0.6884 \text{ cm}$$

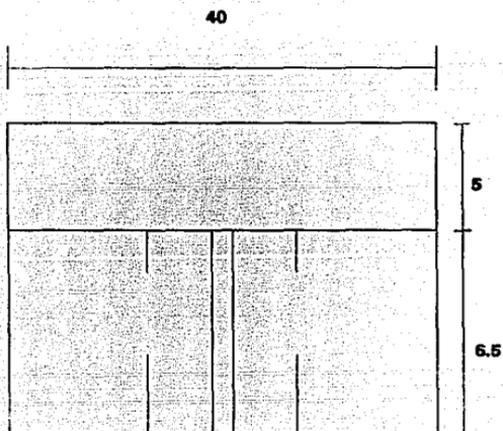
Total

$$A_T = 1.1271 + 1.1 (0.6884) = 1.8443 \text{ cm}$$

Deflexión permisible

$$A_p = \frac{385}{240} + 0.5 = 2.1042 > 1.8843 \text{ cm} \quad \text{Si pasa bien}$$

4. RESISTENCIA AL CORTANTE (En base al R.C.D.F. 87)



a) **CORTANTE ACTUANTE.**

$$W_{\text{tot}} = 436.75 \text{ kg/m}^2$$

longitud 3.75 m.

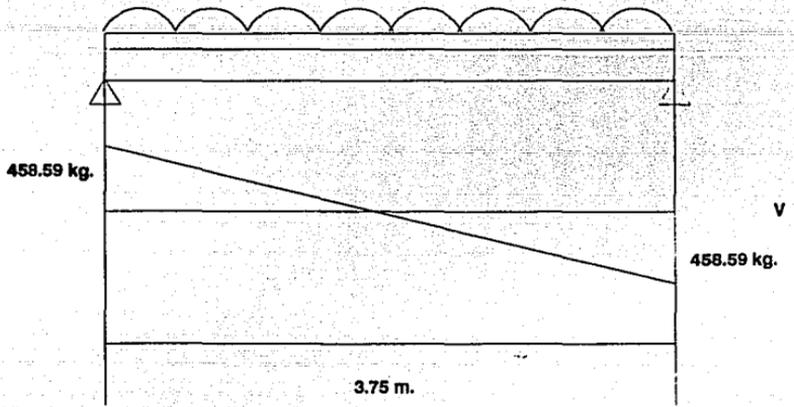
Dist. a ejes 0.4 m.

$$\text{Area tributaria } 3.75 \times 0.4 = 1.5$$

$$W = \frac{1.5 (436.75)}{3.75} = 174.7 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{final}} = 174.7 (1.4) = 244.58 \text{ kg/m}$$

$$W = 244.58$$



$$M_{act} = \frac{W L^2}{8} = \frac{244.58 (3.75)^2}{8} = 429.92 < 956.93 \text{ kgm}$$

$$V_{act} = \frac{W L}{2} = \frac{0.24458 (3.75)}{2} = 0.45 \text{ Ton}$$

b) Cortante resistente según R.C.D.F.- 87 (Como primer aproximación)

$$VR = V \text{ Nominal F.R.}$$

$$F.R. = 0.9$$

$$\text{Revisando que } \frac{h}{t} \leq 260$$

h = Peralte de alma o distancia libre entre patines

t = Espesor del alma.

$$h = 65 - 2 (0.8) = 63.4 \text{ mm}$$

$$t = 2 (0.8) = 1.66 \text{ mm}$$

$$\frac{63.4}{1.6} = 39.63 < 260$$

$$\text{Si } \frac{h}{t} \leq 1400 \sqrt{\frac{k}{f_y}} ; V_{Nom} = 0.66 f_y A_a \quad A_a = \text{Area del alma}$$

Con k = 5 por no haber atiesadores.

$$f_y = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{h}{t} \leq 1400 \sqrt{\frac{5}{1200}}$$

$$39.63 < 90.36$$

$$\Rightarrow V_{nom} = 0.66 f_y A_a$$

$$V_{Nom} = 0.66 (1200) (1.01)$$

$$A_a = t h = 0.16 (6.34) = 1.01 \text{ cm}^2$$

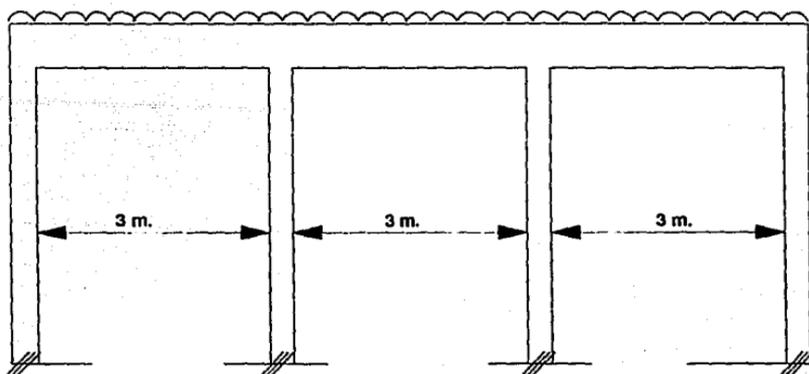
$$V_{Nom} = 803.40 \text{ kg}$$

$$VR = 803.40 (0.9) = 723.06 > 450 \text{ kg} \quad \text{Si pasa bien}$$

IV

EJEMPLO DE CALCULO

Claro continuo de 3.00 m. libre sobre muros de mampostería, para vivienda



Cargas actuantes

Peso del Panel 9 kg/m²

Peso del Firme 120 kg/m²

Acabados 60 kg/m²

Carga Viva 170 kg/m²

359 kg/m²

Usando las propiedades del panel ensayado:

$$B = 40 \text{ cm.}$$

$$F = 5 \text{ cm.}$$

$$E = 6.5 \text{ cm.}$$

$$A = 1.92 \text{ cm.}$$

$$Y = 3.151 \text{ cm.}$$

Suponiendo un $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$

1. RESISTENCIA A FLEXION.

$$E_c = 8000 \sqrt{150} = 97980 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2 \times 10^6}{97980} = 20.41 : 2nA = 78.38 \text{ cm}^2$$

$$\frac{40}{2} x^2 = 78.38 (5 + 3.151 - X)$$

$$\frac{40}{2} x^2 = 638.9053 - 78.38X$$

$$x^2 + 3.9192X - 31.9453 = 0$$

$$x = 4.02 \text{ cm.}$$

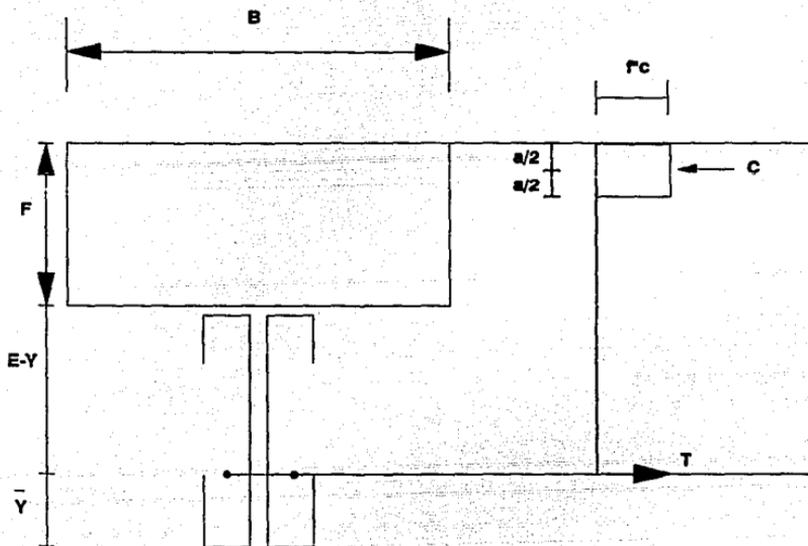
$$T = 2 (1.92) (1200) = 4608 \text{ kg.}$$

$$ME = 4608 (5 + 6.5 - 3.151 - \frac{4.02}{3})$$

$$ME = 32297.47 \text{ kgcm}$$

$$ME_1 = 807.43 \text{ kgm (En un metro de ancho)}$$

$$WE = \frac{11.032 (807.43)}{(3)^2} = 989.738 \gg 359 \text{ kg/m} \quad \text{Si pasa la resistencia elástica.}$$



$B = 40 \text{ cm.}$
 $E-Y = 3.349 \text{ cm.}$
 $Y = 3.151 \text{ cm.}$

$T = 4806 \text{ kg.}$
 $r_c = 150 (0.85) (0.80) = 102 \text{ kg/cm}^2$
 $a = \frac{A_s f_s}{B r_c} = \frac{3.84 (1200)}{40 (102)} = 1.1294 \text{ cm}$

2. RESISTENCIA ULTIMA.

$$T = 2 (1.92) (2000) = 7680 \text{ kg.}$$

$$a = \frac{(7680)}{40 (102)} = 1.88 \text{ cm.}$$

$$MR = 0.9 [7680 (5 + 6.5 - 3.151 - \frac{1.88}{2})]$$

$$MR = 51211.01 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$MR_1 = 1280.28 \text{ kg} \cdot \text{m} \text{ (En un metro de ancho).}$$

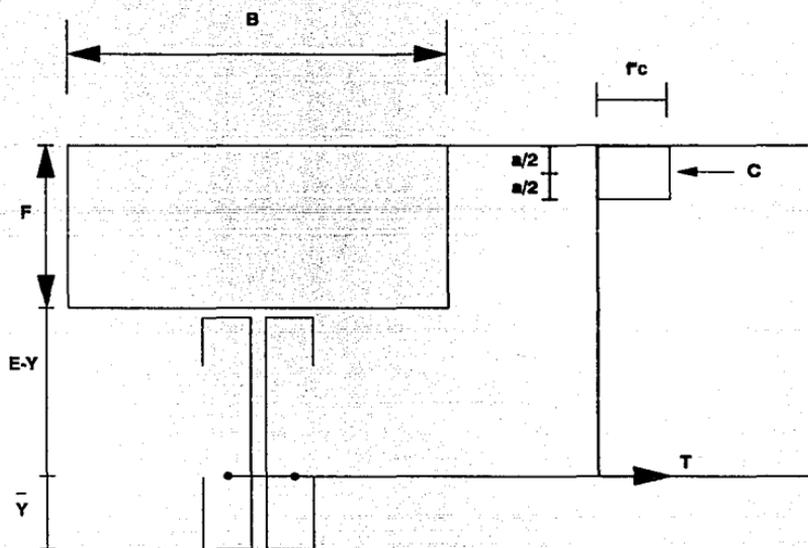
$$W_u = \frac{10.73 (1280.28)}{(3)^2} = 1526.37 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga de Servicio } \frac{1526.37}{1.4} = 1090.27$$

$$\text{Carga útil (restándole el peso del firme y del panel) :}$$
$$1090.27 - 129 = 961.27$$

$$\text{La carga actuante por el factor de carga } 359 (1.4) = 502.6 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto, la sección del panel tiene una resistencia mayor a la requerida.



$$\begin{aligned}
 B &= 40 \text{ cm.} \\
 E-Y &= 3.349 \text{ cm.} \\
 Y &= 3.151 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= 7680 \text{ kg.} \\
 f'c &= 150 (0.85) (0.80) = 102 \text{ kg/cm}^2 \\
 a &= \frac{As f_y}{B f'c} = \frac{3.84 (2000)}{40 (102)} = 1.8824 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

3. DEFLEXIONES

$$\frac{40x^2}{2} = 78.38 (5 + 6.5 - 3.151 - X)$$

$$x^2 + 3.919x - 32.7193 = 0$$

$$x = 4.086 \text{ cm.}$$

$$IE = \frac{40 (4.086)^3}{3} + 78.38 (5 + 6.5 - 3.151 - 4.086)^2$$

$$IE = 2333.9782 \text{ cm}^4$$

$$E_c I E = 2.2868 \times 10^8$$

$$E_c I E = 5.7171 \times 10^8 \text{ (Por metro de ancho)}$$

Deflexión para carga de servicio:

Instantánea

$$A_i = 0.0071 \frac{3.590 (300)^4}{5.7171 \times 10^8} = 0.3611 \text{ cm.}$$

Permanente

$$A_p = 0.0071 \frac{1.89 (300)^4}{5.7171 \times 10^8} = 0.1901 \text{ cm.}$$

Total

$$A_t = 0.3611 + 1.1 (0.1901) = 0.5702 \text{ cm.}$$

La deflexión permisible es:

$$\frac{300}{240} + 0.5 = 1.75 \text{ cm} \gg 0.5702 \text{ cm. Si pasa bien.}$$

4. RESISTENCIA AL CORTANTE.

a) Cortante actuante

$$w_{\text{tot}} = 359 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{longitud} = 3.00 \text{ m.}$$

$$\text{Dist. a ejes} = 0.4 \text{ m.}$$

$$\text{Area tributaria } 3.00 \times 0.4 = 1.2 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{1.2 (359)}{3.00} = 143.6 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{final}} = 143.6 (1.4) = 201.04 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{act}} = \frac{WL^2}{8} = \frac{201.04 (3.00)^2}{8} = 226.17 < 447.13 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$V_{\text{act}} = \frac{WL}{2} = \frac{201.04 (3.00)}{2} = 0.3016 \text{ Ton.}$$

b) Cortante resistente

$$\frac{h}{t} = \frac{63.4}{1.6} = 39.63 < 260 \text{ bien}$$

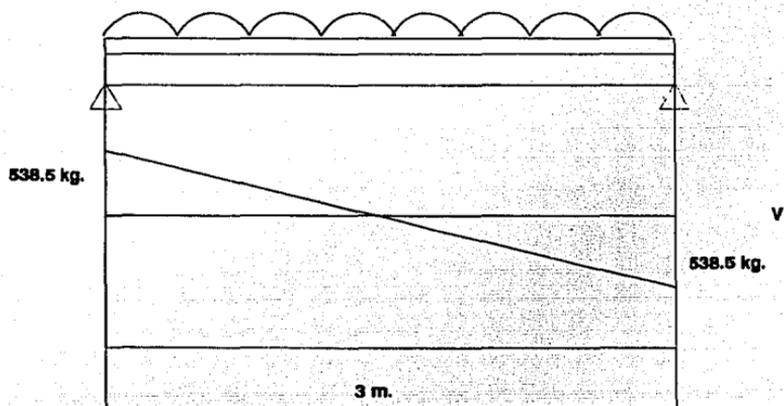
$$\frac{h}{t} = \leq 1400 \sqrt{\frac{k_t}{f_y}} = > 39.63 < 1400 \sqrt{\frac{5}{1200}} = 90.36 \text{ bien}$$

$$V_{\text{Nom}} = 0.66 f_y A_a$$

$$V_{\text{Nom}} = 0.66 (1200) (1.01) = 803.40 \text{ kg}$$

$$V_R = 803.40 (0.9) = 723.06 > 301 \text{ kg.} \quad \text{Si pasa bien.}$$

W = 350 kg/m



52 - A

V

INTERPRETACION DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

PRUEBAS DE CARGA

R.C.D.F.

Art. 239 Será necesario comprobar la seguridad de una estructura por medio de pruebas de carga en los siguientes casos:

- II Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para juzgar en forma confiable la seguridad de la estructura en cuestión.

Art. 240 Para realizar una prueba de carga mediante la cual se quiere verificar la seguridad de la estructura se seleccionará en forma de aplicación de la carga de prueba y la zona de la estructura sobre la cual se aplicará de acuerdo a las siguientes disposiciones:

- II La intensidad de la carga de prueba deberá ser igual a 85% de la de diseño, incluyendo los factores de carga que correspondan.
- III La zona en que se aplique será la necesaria para producir en los elementos o conjuntos seleccionados los efectos más desfavorables.
- V Para verificar la seguridad ante cargas permanentes, la carga de prueba se dejará actuando sobre la estructura no menos de 24 horas.
- VI SE CONSIDERARA QUE LA ESTRUCTURA HA FALLADO SI OCURRE UN COLAPSO, UNA FALLA LOCAL O INCREMENTO LOCAL BRUSCO DE DESPLAZAMIENTO O DE LA CURVATURA DE UNA SECCION ADEMÁS, SI 24 HORAS DESPUES DE QUITAR LA SOBRECARGA LA ESTRUCTURA NO MUESTRA UNA RECUPERACION MINIMA DEL 75% DE SUS DEFLEXIONES, SE REPETIRA LA PRUEBA.

INTERPRETACION DE RESULTADOS

R.C.D.F.

- Art. 183 Se considerará como un estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.
- Art. 184 Se considerará como un estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

En las construcciones comunes, la revisión de los estados límite de deformaciones, se considerará cumplida si se comprueba que no excede los valores siguientes:

- I. Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo.

$$f = \frac{L_v}{240} + 0.5 \text{ cm.}$$

Además para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables, se considerará como estado límite una flecha, medida después de la colocación de los elementos no estructurales igual a:

$$f = \frac{L_v}{480} + 0.3 \text{ cm.}$$

Para elementos en voladizo los límites anteriores se multiplicarán por 2.

ELEMENTO COMPLETO SIMULANDO CONEXION CON MUROS DE MAMPOSTERIA,

En nuestro caso, la flecha diferida por peso propio es:

$$12.056 \text{ mm}$$

La flecha máxima por reglamento es:

$$f = \frac{374}{240} + 0.5 \text{ cm.} = 20.58 \text{ mm}$$

Por lo que el elemento se considera satisfactorio.

En nuestro caso tenemos:

Deflexión por peso propio después de 24 horas:

$$12.056 \text{ mm.}$$

Deflexión de la losa cargada, después de 24 horas:

$$20.6815 \text{ mm.}$$

Entonces tenemos una deflexión por carga de:

$$20.6815 - 12.056 = 8.6255 \text{ mm.}$$

La deflexión sin carga después de 24 horas es:

$$12.9375 \text{ mm.}$$

Restando a ésta última, la deflexión por peso propio después de 24 horas:

$$12.9375 - 12.056 = 0.8815 \text{ mm.}$$

Que del total de la deflexión por carga es:

$$\frac{0.8815}{8.6255} = 0.1021 = 10.21\%$$

Por lo que su respuesta fué de:

$$100 - 10.21 = 89.79\%$$

Por lo tanto, se considera que cumple con los requerimientos de la prueba de carga del R.C.D.F.

ELEMENTO COMPLETO LIBREMENTE APOYADO.

Se toma como punto de referencia el que corresponde a la carga que se considera permanente (en un caso real, los acabados ya estarían colocados), o sea, para la carga de $124.01 + 41.55 = 165.56 \text{ kg/m}^2$, a esta carga corresponde una deflexión de 6.38 mm; por lo tanto la deflexión adicional (24 hrs. con lastre):

$$16.83 - 6.38 = 10.45 \text{ mm.}$$

La deflexión después de retirar el lastre es:

$$10.68 - 6.38 = 4.30 \text{ mm.}$$

Por lo tanto la recuperación es:

$$10.45 - 4.30 = 6.15 \text{ mm.}$$

El porcentaje de recuperación es:

$$\frac{6.15}{10.45} (100) = 58.9\% \quad (63.9\% \text{ sise considera la deflexión inmediata después de quitar el lastre y no 24 horas después.)}$$

El reglamento pide el 75% de recuperación, por lo que en rigor el espécimen de la Prueba No. 1 no pasa la prueba de carga.

El problema básico que se observa en el sistema son las deflexiones diferidas bajo carga permanente que se observan aún con el peso propio.

Suponiendo que de alguna manera se pudieran disminuir o eliminar estas deflexiones diferidas, se tendría:

$$\text{Deflexión con el lastre total } 12.95 - 6.38 = 6.57 \text{ mm.}$$

Deflexión después de retirar el lastre y suponiendo que no existen deflexiones diferidas:

$$10.68 - 6.38 - 3.88 = .42 \text{ mm.}$$

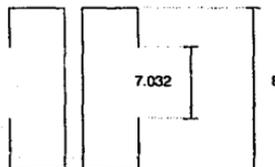
$$\text{Recuperación } 6.57 - .42 = 6.15 \text{ mm.}$$

$$\frac{6.15}{6.57} (100) = 93.6\% \quad \underline{\text{En este caso sí pasaría la prueba de carga.}}$$

ELEMENTO SOLO

Analizando esta prueba del panel solo, se pueden explicar algunos aspectos importantes del comportamiento observado.

$2A = 1.446$



The diagram shows a channel section with a total width of 7.032 cm. The area of the flanges is given as 2A = 1.446 cm². The moment of inertia and section modulus are calculated as follows:

$$\begin{aligned} I_x &= 4 (.2802)^4 + 1.446 (3.516)^2 (2) \\ &= 36.872 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 9.218 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Por lo tanto la resistencia máxima si el acero llegara a su capacidad de fluencia sería:

Para el valor supuesto $f_y = 1,500 \text{ kg/cm}^2$
 $M = (9.218) (3) (1,500) = 41,481 \text{ kg-cm}$;
la carga correspondiente es 346.95 kg/m^2

Para el valor medido $f_y = 2,116 \text{ kg/cm}^2$
 $M = (9.218) (3) (2,116) = 58,516 \text{ kg-cm}$;
carga 489.4 kg/m^2

Mediante los ensayos realizados, se pudieron obtener las principales propiedades mecánicas de la sección del panel propuesto por MICSA. Así mismo, con el análisis de resultados obtenidos, se pudieron identificar los aspectos que determinan el comportamiento estructural del sistema.

Un resumen de los aspectos más importantes, se presenta a continuación:

- Al comparar con lo estipulado en el R.C.D.F. para pruebas de carga, se encontró que el sistema apoyado sobre muros de mampostería y con los detalles de anclaje que se especifican, si pasa satisfactoriamente.
- La resistencia del sistema es buena tanto en el rango elástico, como en la etapa de falla. Se encontró que la resistencia del concreto no es determinante en la capacidad del sistema, recomendándose utilizar $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ a 250 kg/cm^2 . Se encontró buena correlación entre las resistencias medidas y esperadas para un esfuerzo de fluencia de la lámina de 1500 kg/cm^2 y sin considerar la contribución de la malla en el firme.
- La rigidez a flexión es menor a la calculada con la suposición del área transformada. A esto se debe que el sistema muestre deflexiones importantes tanto instantáneas como diferidas.
- El sistema requiere apuntalamiento a cada 2 m. como máximo.
- La continuidad en los apoyos (muros) si es efectiva para aumentar la capacidad de carga y disminuir las deflexiones.
- Se pudieron obtener formulas y procedimientos que permiten calcular las principales propiedades del sistema, así como predecir su comportamiento estructural.
- El sistema tiene un comportamiento dúctil que es adecuado para usos en vivienda. No se esperan fallas súbitas.
- El uso del sistema está limitado por las deflexiones y no por la resistencia:

Para apoyos sobre muros hechos con mampostería, el claro libre máximo recomendado es de 3.50 m. (se recomienda verificar deflexiones).

- El comportamiento del sistema puede mejorar si se aumenta la rigidez del panel, ya que esto permitiría disminuir las deflexiones instantáneas y diferidas, con lo que de ésta manera se aprovecharía mejor la resistencia del sistema, tanto en la etapa del colado, como en la etapa del servicio (el firme de concreto ya endurecido).

- Se recomienda una contraflecha de 8 mm.

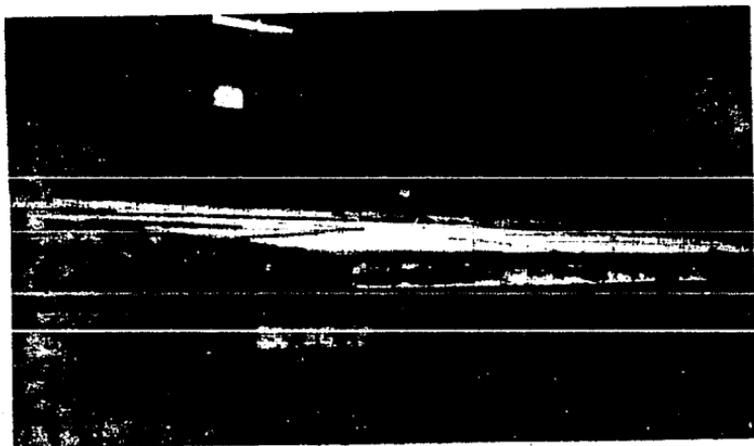
Como ventajas principales del sistema podemos mencionar:

- Reducción aproximada de un 20% con relación al costo de sistemas convencionales.
- Elimina el uso de cimbras en las losas.
- Reduce considerablemente el peso total de la estructura, ayudando así el comportamiento sísmico y a las cargas de cimentación (solo pesa 9 kg/m²)
- Reduce el tiempo de ejecución de obra.
- Resulta un buen aislante acústico y térmico, por sus 3" de poliestireno.
- Se modula de acuerdo al proyecto minimizando el desperdicio.
- Es autosoportante, esto significa que admite el tránsito de personal y bomba de concreto durante su colado.
- En lo referente a su almacenaje, no requiere ninguna precaución especial, pudiendo ser éste al aire libre.
- El panel es un producto fácil de colocar y no requiere de mano de obra especializada ni herramienta especial para su montaje.

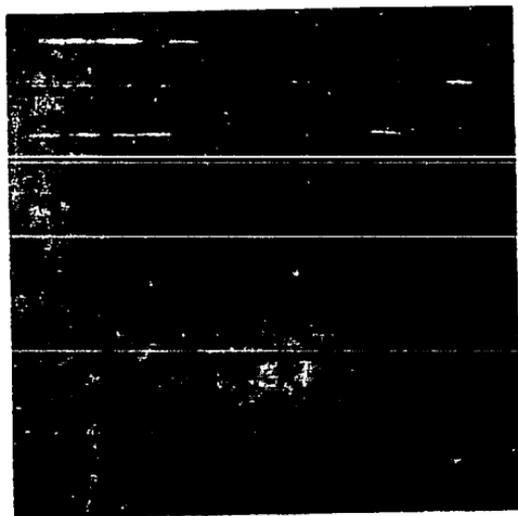
Instalación

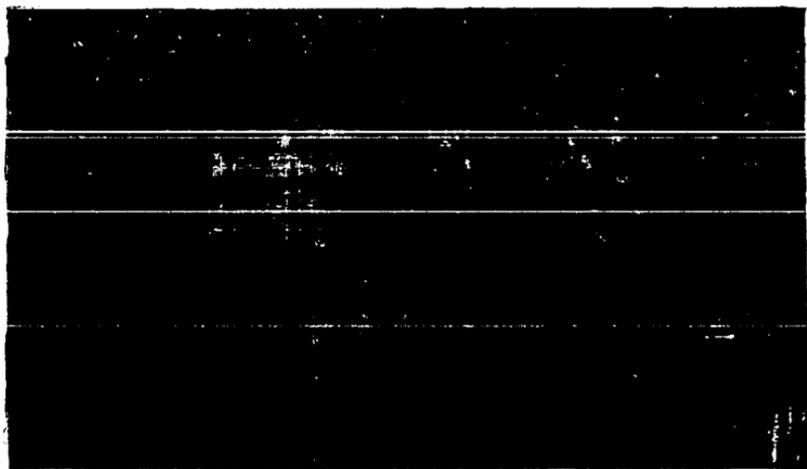
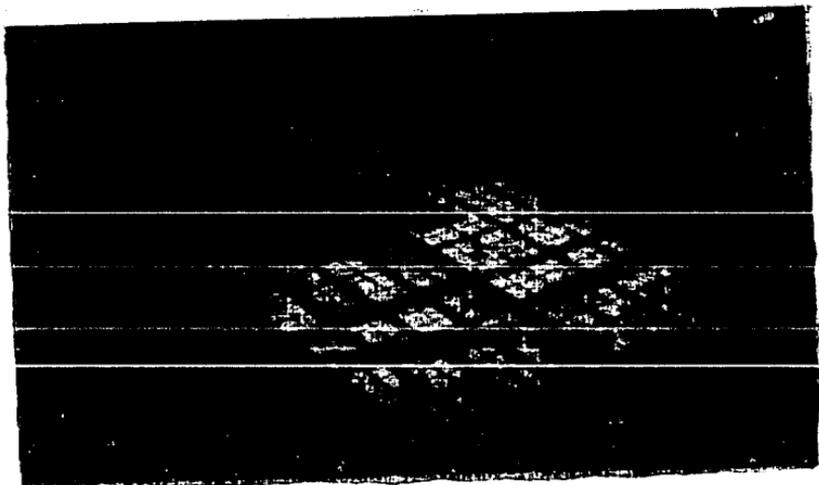
- Anclaje:** En la cadena perimetral de cerramiento, se dejarán varillas de 3/8" verticales de 50 cm. de largo cada 40 cm.
- Colocación:** Los paneles estructurales serán colocados de acuerdo al plano de modulación, perforando el poliestireno con las varillas de castillos a columnas.
- Unión de Paneles:** Los extremos doble "Z" del panel, serán emparejados y remachados a cada 40 cm., para ambas caras, como remache POP-AM-64.
- Continuidad Estructural:** Las varillas de anclaje deberán doblarse alternadamente, quitando el poliestireno que los rodea en un diámetro de 10 cm. aproximadamente, para dar continuidad al concreto cuando se cuele la capa de compresión.
- Pijas:** En cada una de las vigas metálicas, deberán de colocarse pijas de 1 1/2 x 1/4 cabeza hexagonal, cada 50 cm. por la parte superior.
- Malla Electrosoldada:** Se tiende sobre el panel la malla electrosoldada 6-6 10-10, fijándola con alambre recocido a las pijas y a las varillas de anclaje.
- Concreto:** Ya colocada la malla e instalaciones sobre la losa, se colocará una capa de concreto de 4 cm. en caso de azoteas y de 5 cm. para entresijos.
- Acabados:** La losa puede recibir cualquier tipo de impermeabilizante, de teja vidriada, de barro o de ladrillo, etc.

REPORTE FOTOGRAFICO



COLOCACION DE PIJAS Y MALLA ELECTROSOLDADA







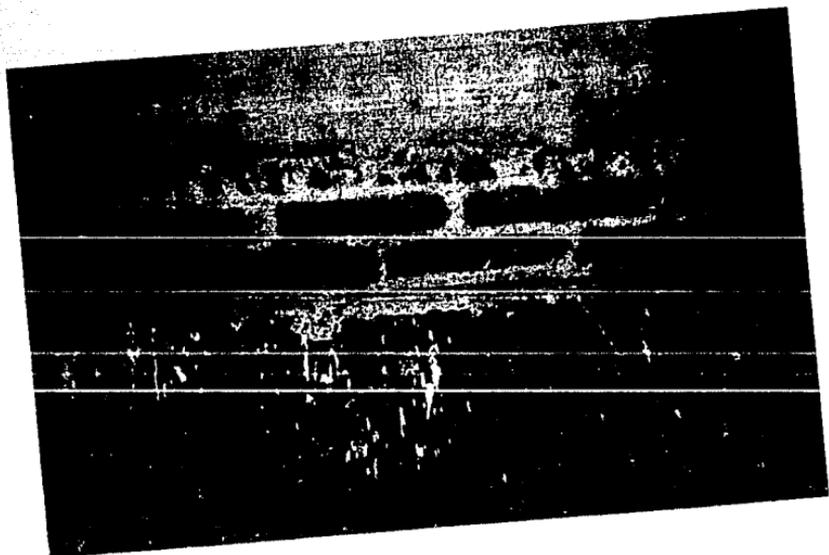
ANCLAJE EN LA CADENA PERIMETRAL DE CERRAMIENTO



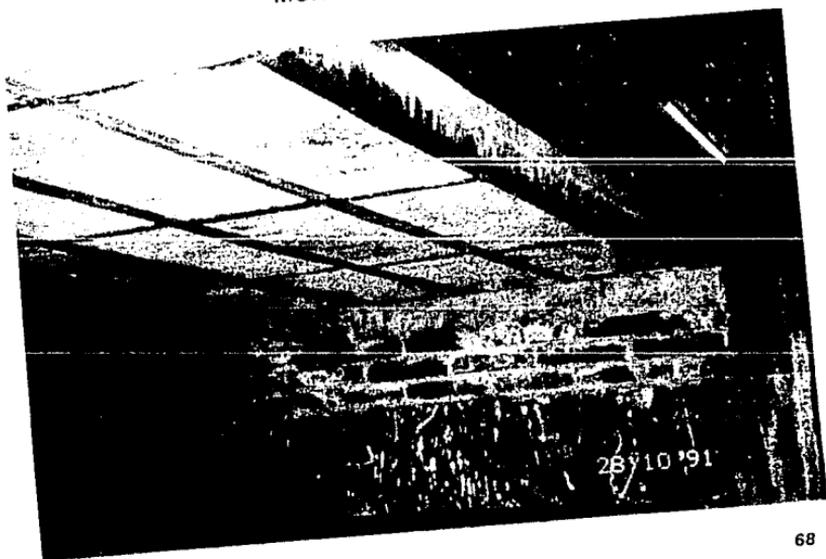
COLOCADO DEL FIRME DE CONCRETO

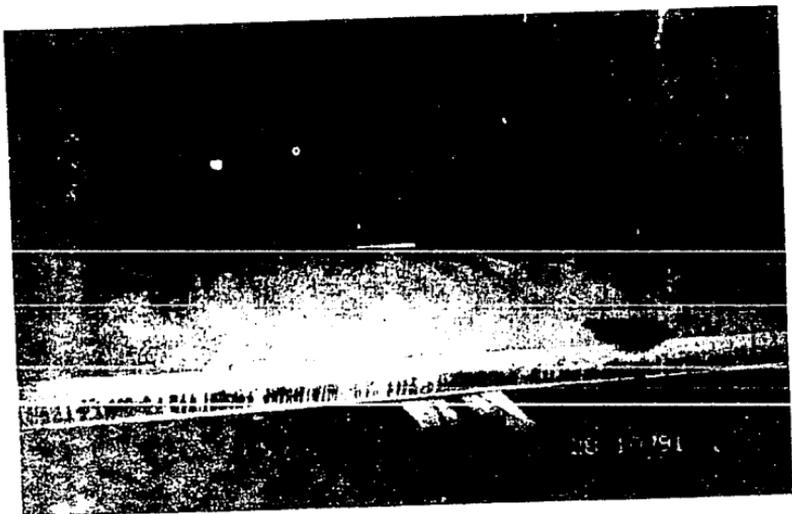


APUNTALAMIENTO PROVISIONAL

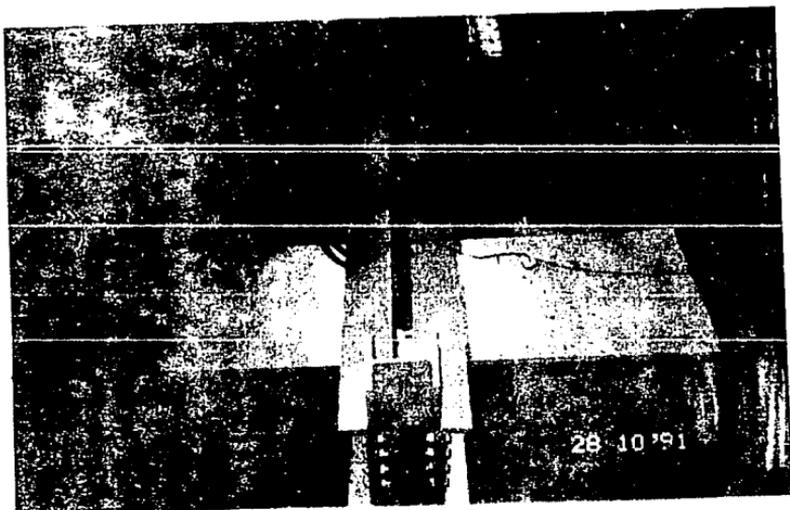


MURO DE APOYO





LOSA TERMINADA



ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

BIBLIOGRAFIA

- + **Diseño Estructural**
Roberto Meli Piralla
Editorial Limusa

- + **Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado**
Oscar M. Gonzalez Cuevas
Juan Casillas G. de L.
Roger Díaz de Cossío
Editorial Limusa

- + **Materiales y Procedimientos de Construcción**
Fernando Bárbara Zetina
Tomo I y II
Editorial Herrero

- + **Materiales para la Construcción**
Enciclopedia CEAC del Encargado de Obras
Ediciones CEAC, S.A.

- + **Materiales para Ingeniería**
Laurence H. Van Vlack
Compañía Editorial Continental, S.A.

- + **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**
Bárbara Editores, S.A.
1987

- + **Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el D.F.**

- + **Práctica para Dosificar Concreto Normal, Concreto Pesado y Concreto Masivo**
IMCYC
Editorial Limusa, S.A.