

*Universidad Nacional Autónoma de México*

FACULTAD DE INGENIERIA

17  
2ej.



EJEMPLO PARA UN CASO DE ESTUDIO DE DISEÑO ESTRUCTURAL  
DETALLADO DE UNA CASA - HABITACION

T E S I S      P R O F E S I O N A L  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :  
I N G E N I E R O      C I V I L  
P R E S E N T A :  
GUSTAVO      AVILES      BALTAZAR

México, D.F.

1987



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.

EJEMPLO PARA UN CASO DE ESTUDIO  
DE DISEÑO ESTRUCTURAL DETALLADO  
DE UNA CASA-HABITACION

TEMA 1.

ESTUDIO DEL PROYECTO ARQUITECTONICO Y DETERMINACION DE LA ESTRUCTURACION.

TEMA 2.

ANALISIS DE CARGAS.

TEMA 3.

CONSTANTES DE DISEÑO.

TEMA 4.

PLANOS ESTRUCTURALES.

TEMA 5.

APENDICES.

T E M A     1

ESTUDIO DEL PROYECTO ARQUITECTONICO Y  
DETERMINACION DE LA ESTRUCTURACION

El estudiar cuidadosamente el proyecto arquitectónico es elemental, para comprender a fondo, el contenido de cada uno de los planos que lo integran.

Si el proyecto es de más de un nivel, es recomendable comparar las plantas para preveer la estructuración que se empleará. También serán buena ayuda los cortes y las fachadas con que se cuenten.

Estructuración. Se debe respetar el proyecto arquitectónico hasta donde sea posible, es decir realizar un buen diseño (funcional, seguro, comportamiento adecuado, - económico y estético).

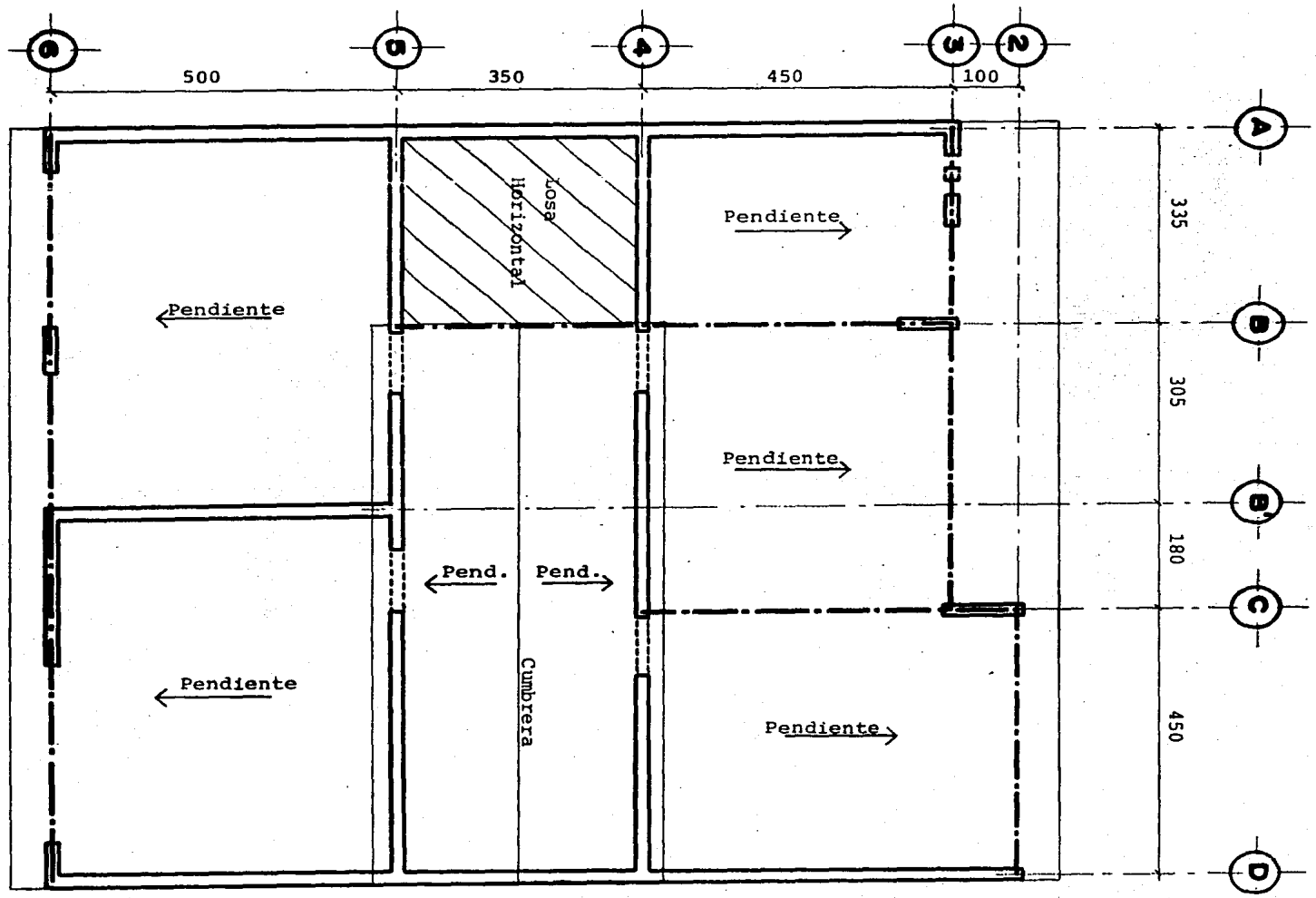
En este proyecto se estructurará, con losas macizas de concreto armado (debido a que los claros son pequeños), apoyadas sobre muros de mampostería y vigas de concreto armado, la cimentación será de zapatas de concreto armado.

Una manera práctica para estructurar, es calcar en un papel mantequilla, los muros de la planta alta que se pretenden usar como muros de carga, y tratar de cerrar -- los tableros con vigas o con dadas de cerramiento, considerando la localización de los muros de la planta baja, para saber si coinciden y pueden usarse como de carga o solamente serán muros de relleno.

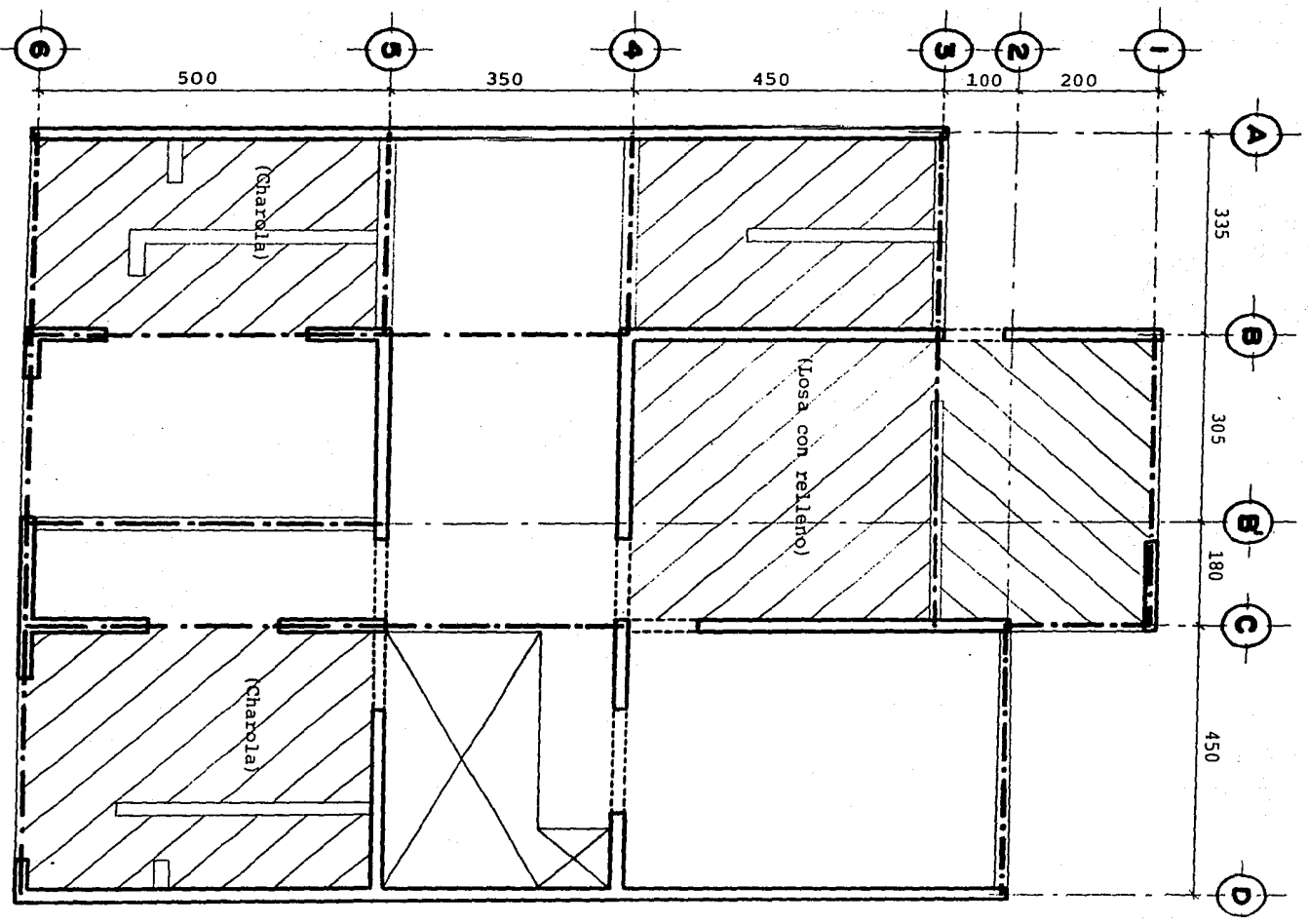
Para estructurar la cubierta de la planta baja, se procede de la misma manera -- que para la planta alta, o sea que en otro papel mantequilla se colocan los muros de -- carga que van a soportar la losa, una vez hecho esto, se coloca el papel mantequilla -- sobre la planta arquitectónica de la planta alta (haciendo coincidir los ejes) y se -- calcan todos los muros (de carga y de relleno, con una nomenclatura diferente) antes -- de empezar a cerrar los tableros. De esta manera se podrán localizar los muros de re-- lleno, los cambios de nivel, el paño de la losa, las cargas concentradas, etc..

Se debe tomar en cuenta, que el plano arquitectónico, muestra las plantas del -- piso terminado hacia arriba y que al estructurar se deben interpretar de las cubiertas hacia abajo.

CUBIERTA DE PLANTA ALTA.



CUBIERTA DE PLANTA BAJA.



Comentarios.

- Cubierta de Planta Alta.

1. Para el cálculo de los tableros; sus dimensiones se tomarán en planta por -- ser pequeño el valor de la pendiente.

2. Los tableros comprendidos entre los ejes 5 y 6 se ven grandes; su peralte se puede obtener en forma aproximada con una expresión empírica que se emplea para predimensionamiento de losas macizas:

$$h = \frac{\text{perímetro}}{180}$$

Para el tablero A, B', 5, 6:

$$h = \frac{2(500 + 640)}{180} = 12.67 \text{ cm.}$$

Para el tablero B', D, 5, 6:

$$h = \frac{2(500 + 630)}{180} = 12.56 \text{ cm.}$$

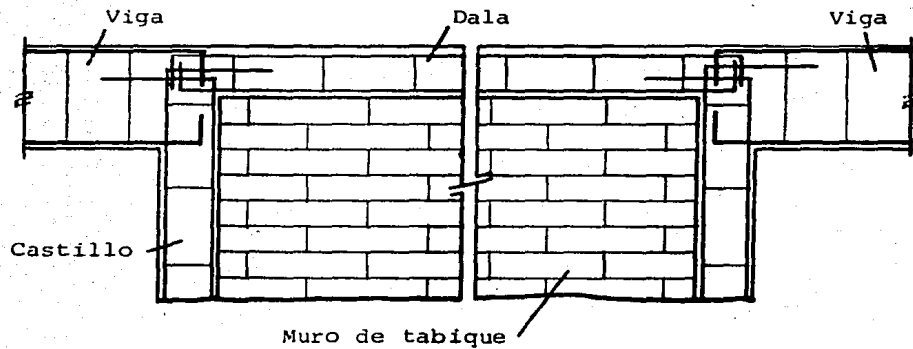
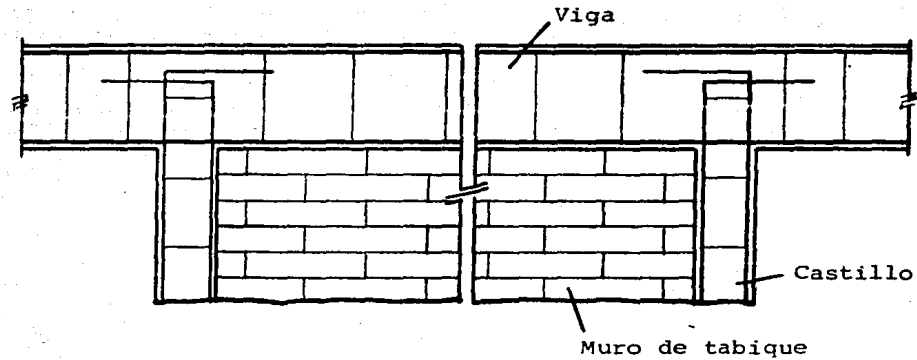


Por lo tanto, se puede suponer que el peralte de ambos tableros será de 12 cm., para futuros cálculos.

3. Los muros eje 4 y eje 5 comprendidos entre el eje A y el eje B, se pueden tomar de carga ya que se pueden apoyar sobre vigas en la cubierta de la planta baja, las cuales pueden tener el peralte que se requiera por poderse "ocultar" en los propios muros, misma observación para el muro eje B'.

4. Las mochetas y los muros localizados sobre los tableros de la cubierta de la planta baja, se tomarán de relleno y su peso se repartirá en sus correspondientes tableros.

5. Para la viga eje 6, existen 2 maneras de colocarla sobre el muro comprendido entre el eje B' y el eje C aproximadamente. Una manera es corriendo la viga a todo lo largo del muro, y otra es apoyarla en sus extremos; más ésta última es una manera difícil de que se respete en obra al momento de colar y armar la viga y la dala por ser -- una forma impráctica de llevarse a cabo, tomando en cuenta que la longitud del muro es menor de 3 m. A continuación se muestra un ejemplo de ambos casos:

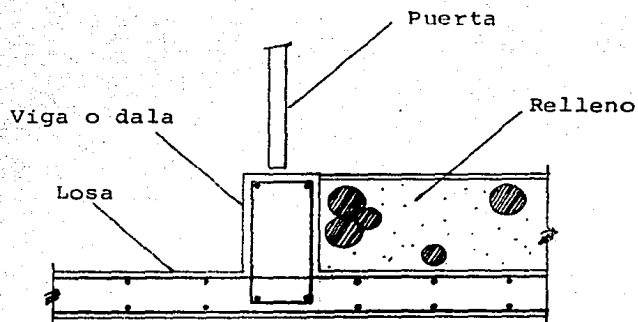


- Cubierta de Planta Baja.

1. Las áreas de losa correspondientes a los baños llevan un relleno para las -- instalaciones, el cual se puede disponer de dos maneras:

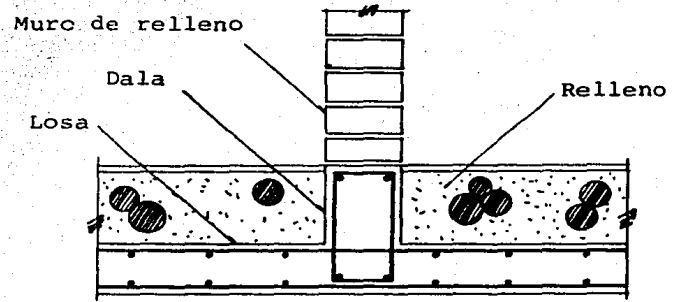
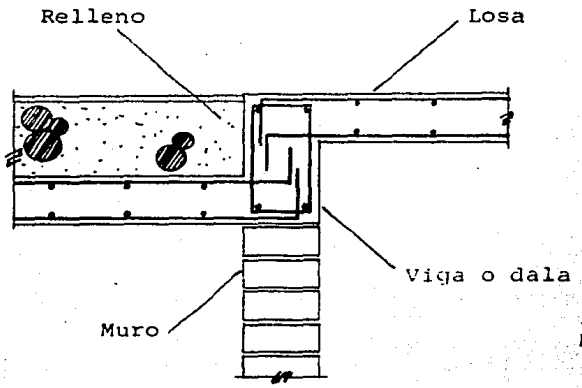
1°. Colocando el relleno por encima de la losa, resultando un escalón a la entrada del baño o de la habitación, si es que se prolonga el relleno en toda ésta.

Ejemplo:



2°. Formando una charola para mantener el mismo nivel de piso y prolongando la charola a todo el tablero para evitar que se note algún borde en la parte inferior.

Ejemplos:



2. Entre la estancia y el estudio; la losa no se va a ver pareja en la parte inferior, más este cambio no se verá mal por estar localizado en el eje que divide a las dos piezas.

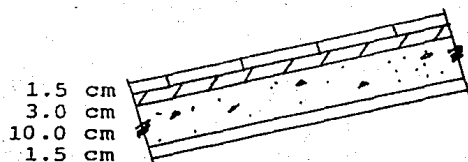
3. No se muestran los muros de la planta alta que coinciden con los de la planta baja para evitar confusiones.

4. El relleno del tablero B, C, 1,3 es con el objeto de formarle una pendiente para drenar el agua.

TEMA 2ANALISIS DE CARGAS.Carga Muerta.

Para la evaluación de la carga muerta se emplearán los valores máximos de los pesos unitarios especificados en el Apéndice No. 1. (Art. 223 RCDF).

Losa inclinada h supuesto = 10.0 cm.

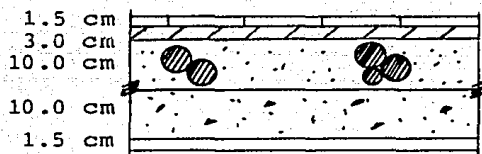


Enladrillado	2.20T/m <sup>3</sup> x 0.015 m	= 0.033 T/m <sup>2</sup>
Mortero cem-arena	2.10 x 0.03	= 0.063 "
Concreto armado	2.40 x 0.10	= 0.240 "
Aplanado de yeso	1.50 x 0.015	= 0.023 "
*Carga adicional		= 0.040 "

$$\text{CM} = 0.399 \text{ T/m}^2$$

\* Art. 224 (RCDF).

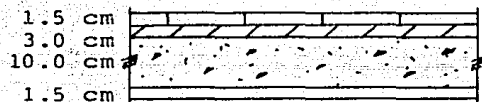
Losa horizontal h supuesto = 10.0 cm.



Enladrillado	2.20 T/m <sup>3</sup> x 0.015	= 0.033 T/m <sup>2</sup>
Mortero cem-arena	2.10 x 0.03	= 0.063 "
Relleno tezontle	1.40 x 0.10	= 0.140 "
Concreto armado	2.40 x 0.10	= 0.240 "
Aplanado de yeso	1.50 x 0.015	= 0.023 "
Carga adicional		= 0.040 "

$$CM = 0.539 \text{ T/m}^2$$

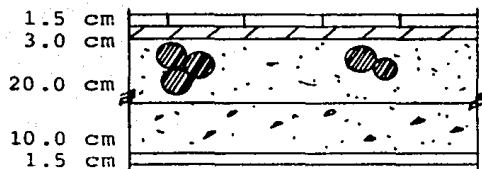
Cubierta de planta baja. h supuesto = 10.0 cm.



Piso de granito de 40 x 40		= 0.065 T/m <sup>2</sup>
Mortero cem-arena	2.10 x 0.03	= 0.063 "
Concreto armado	2.40 x 0.10	= 0.240 "
Aplanado de yeso	1.50 x 0.015	= 0.023 "
Carga adicional		= 0.040 "

$$CM = 0.431 \text{ T/m}^2$$

Losa con relleno. h supuesto = 10.0 cm.

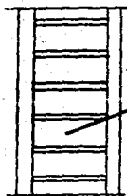


Piso de granito de 40 x 40		= 0.065 T/m <sup>2</sup>
Mortero cem-arena	2.10 x 0.03	= 0.063 "
Relleno tezontle	1.40 x 0.20	= 0.280 "
Concreto armado	2.40 x 0.10	= 0.240 "
Aplanado de yeso	1.50 x 0.015	= 0.023 "
Carga adicional		= 0.040 "

$$CM = 0.711 \text{ T/m}^2$$

Muros.

1.5 14 1.5 cm.



Aplanado de yeso  $1.50 \text{ T/m}^3 \times 0.03 \text{ m} = 0.045 \text{ T/m}^2$

Tabique rojo recocido  $1.50 \times 0.14 = \frac{0.210}{\text{cm}} \text{ T/m}^2$

$CM = 0.255 \text{ T/m}^2$

Planta alta  $\frac{h}{2.70 \text{ m}} \frac{\omega = CM \cdot h}{0.689} = 0.70 \text{ T/m}$

Planta baja  $2.45 \text{ m} \quad 0.624 = 0.62 \text{ T/m}$

Carga Viva. (Art. 227, RCDF) Apéndice No. 2.

Las cargas vivas unitarias serán las del apéndice No. 2., donde A representa el área tributaria en  $\text{m}^2$ , correspondiente al elemento que se diseña.

Art. 226 RCDF. La carga viva máxima  $w_m$  se deberá emplear para un diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural ante cargas gravitacionales de los cimientos.

La carga instantánea  $w_a$  se deberá usar para diseño sísmico y por viento, y cuan

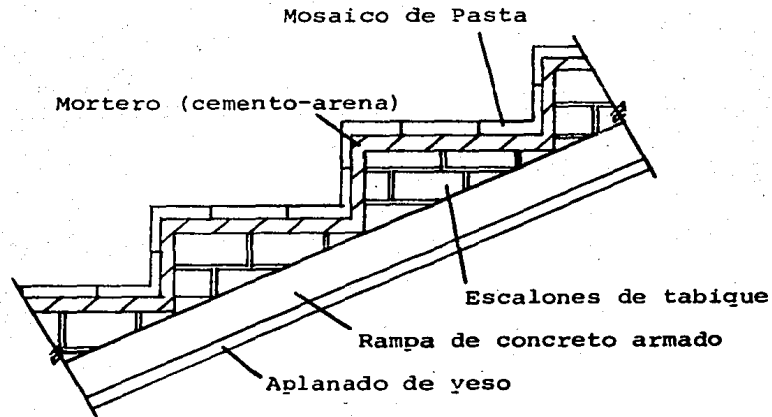


do se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

La carga media  $w$  se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos en materiales poco permeables (limos y arcillas) saturados.

### Escaleras.

### Análisis de Cargas.



- Carga Muerta.

Mosaico de pasta:	0.015 T/m <sup>2</sup>
Mortero (cemento-arena): 2.10 (0.01)	= 0.021 "
Escalones de tabique: 1/2(2.20) (0.17)	= 0.187 "
Rampa de concreto armado: 2.40 (0.10)	= 0.240 "
Aplanado de yeso: 1.50 (0.015)	= 0.023 "
Carga adicional	= 0.020 "
	<hr/>
CM	= 0.506 T/m <sup>2</sup>

- Carga Viva.

$$CV = 150 + \frac{200}{\sqrt{A}}$$

$$A = 1.0 (3.50) = 3.50 \text{ m}^2$$

$$\therefore CV = 150 + \frac{200}{\sqrt{3.50}} = 257 \text{ Kg/m}^2 = 0.257 \text{ T/m}^2$$

$$\therefore w = 0.506 + 0.257 = 0.763 \text{ T/m}^2 \doteq 0.76 \text{ T/m}^2$$

$$w_{\text{descanso}} = 0.763 - 0.187 = 0.576 \doteq 0.58 \text{ T/m}^2$$

- Cubierta de planta alta.

	$w_m$	$w_a$
Losa inclinada	60 Kg/m <sup>2</sup>	20 Kg/m <sup>2</sup>
Losa horizontal	100 Kg/m <sup>2</sup>	70 Kg/m <sup>2</sup>

- Cubierta de planta baja.

Para obtener  $w_m$  se deberá definir primeramente las áreas tributarias de cada elemento, trazando líneas a 45° desde los vértices de los tableros. Con el valor de las áreas tributarias se puede calcular la carga viva correspondiente a cada elemento en particular.

Una manera muy práctica es obtener una carga viva representativa de toda la cubierta, calculando un promedio pesado de las cargas vivas de los elementos.

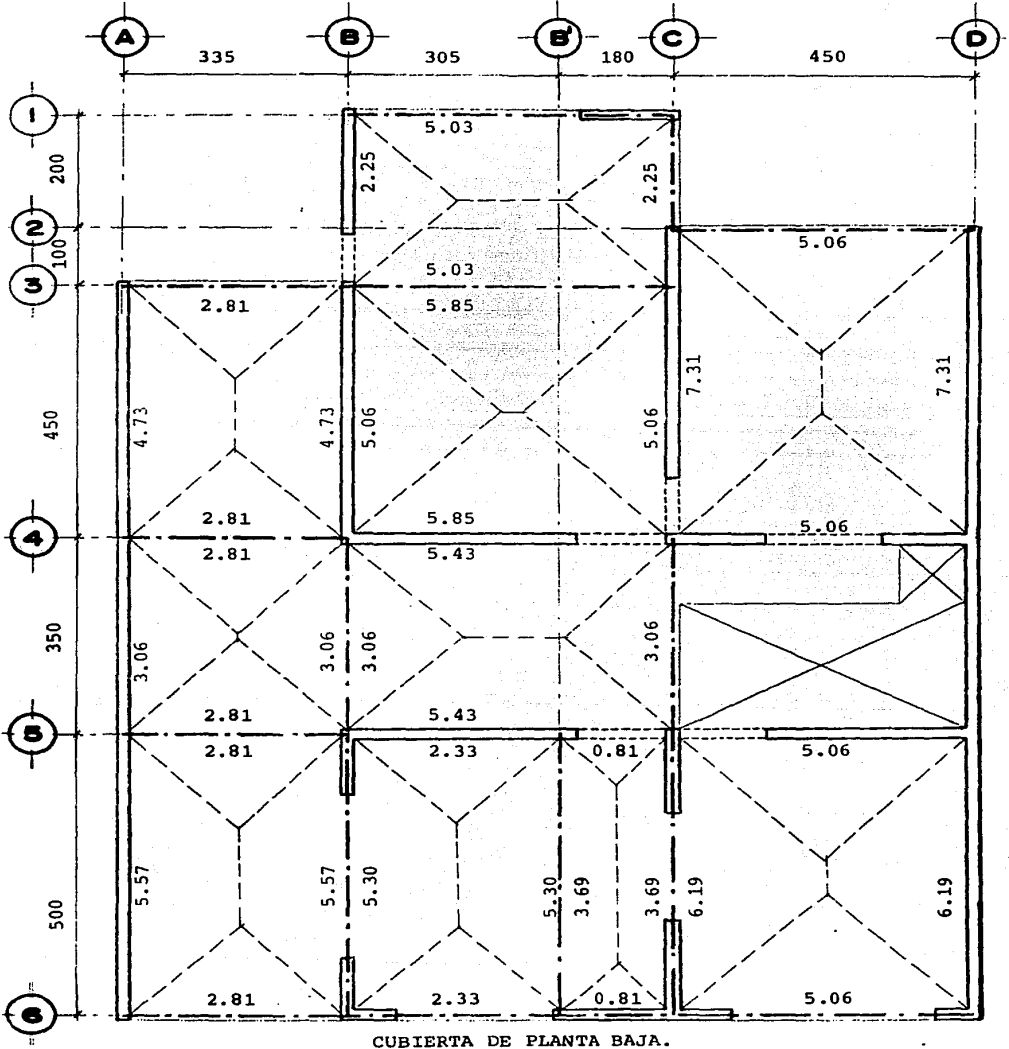
(Para el presente caso, se adoptará este procedimiento).

EJE	TRAMO	A	$w_m = 120 + \frac{420}{\sqrt{A}} \geq 250 \text{ Kg/m}^2$
1	B - C	5.03	307
2	C - D	5.06	307
3	A - B	2.81	<del>271</del>
	B - C	10.88	250
4	A - B	5.62	297
	B - C	11.28	250
	C - D	5.06	307
5	A - B	5.62	307
	B - C	8.57	263
	C - D	5.06	307
6	A - B	2.81	<del>271</del>
	B - C	3.14	<del>257</del>
	C - D	5.06	307
A	6 - 5	5.57	298
	5 - 4	3.06	<del>360</del>
	4 - 3	4.73	313
B	6 - 5	10.87	250
	5 - 4	6.12	290
	4 - 3	9.79	254
	3 - 1	2.25	<del>400</del>
B'	6 - 5	8.99	260
	6 - 5	9.88	254
	5 - 4	3.06	<del>360</del>
	4 - 3	12.37	250
C	4 - 3	12.37	250
	3 - 1	2.25	<del>400</del>
	6 - 5	6.19	289
D	4 - 2	7.31	275
			<u>5,635</u>

$$\therefore w_m = \frac{5,635}{20} = 281.75 \approx 280 \text{ Kg/m}^2 = 0.280 \text{ T/m}^2$$

$$w_a = 0.090 \text{ T/m}^2$$

AREAS TRIBUTARIAS m<sup>2</sup>



CUBIERTA DE PLANTA BAJA.

Resumen de Análisis de Cargas.

- Para el diseño por cargas gravitacionales.

C u b i e r t a		CM	CV	CM + CV	w
Planta alta	Losa inclinada	0.399	0.060	0.459	0.46 T/m <sup>2</sup>
	Losa horizontal	0.539	0.100	0.639	0.64 "
Planta baja	Losa tipo	0.431	0.280	0.711	0.71 "
	Losa c/relleno	0.711	0.280	0.991	1.00 "

- Para el diseño por sismo.

C u b i e r t a		CM	CV	CM + CV	w
Planta alta	Losa inclinada	0.399	0.020	0.419	0.42 T/m <sup>2</sup>
	Losa horizontal	0.539	0.070	0.609	0.61 "
Planta baja	Losa tipo	0.431	0.090	0.521	0.52 "
	Losa c/relleno	0.711	0.090	0.801	0.80 "

- Muros.

Planta alta  $\omega = 0.70$  T/m

Planta baja  $\omega = 0.61$  T/m

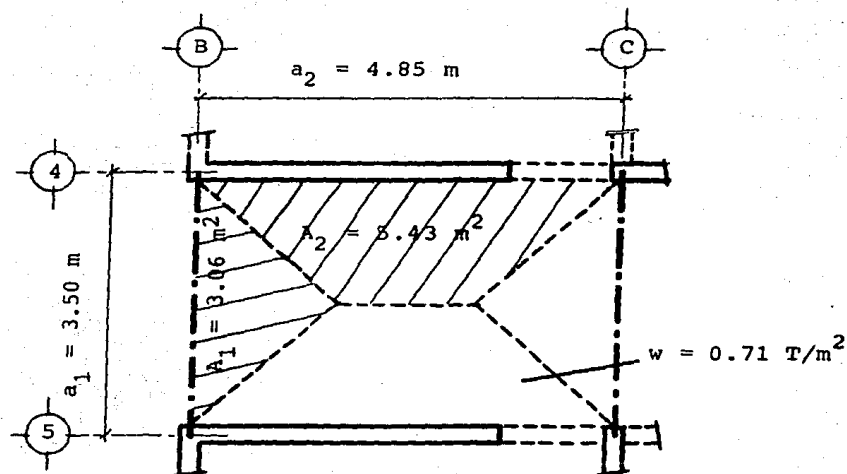
Distribución de cargas.

Para calcular las cargas que actúan sobre los elementos en que se apoyan las losas, las NTC recomiendan multiplicar su área tributaria por el valor de la carga distribuida y dividir el resultado entre el claro para obtener una carga uniformemente distribuida sobre el elemento (17.4.6. Concreto Reforzado, Ings. Cuevas y Robles, 2a.- Edición). Otro procedimiento de los más usuales es el método 2 del ACI-63; con el cual obtenemos también una carga uniformemente distribuida sobre los elementos que soportan un tablero:

Para el claro corto: 
$$w_{cc} = \frac{w \cdot a_1}{3}$$

Para el claro largo: 
$$w_{cl} = \frac{w \cdot a_1}{3} \left( \frac{3 - m^2}{2} \right); m = \frac{a_1}{a_2}$$

Se toma como ejemplo el tablero B,C,4,5 de la cubierta de planta baja, para comparar ambos procedimientos de distribución de carga. (Página siguiente).



$$w = \frac{w A_i}{a_i}$$

Para el claro corto:

$$w_{cc} = \frac{0.71 (3.06)}{3.50} = 0.62 \text{ T/m}$$

Para el claro largo:

$$w_{cl} = \frac{0.71 (5.43)}{4.85} = 0.79 \text{ T/m}$$



Procedimiento Método 2 ACI-63.

$$\text{Para el claro corto: } \omega_{cc} = \frac{w \cdot a_1}{3} = \frac{0.71 (3.50)}{3} = 0.83 \text{ T/m}$$

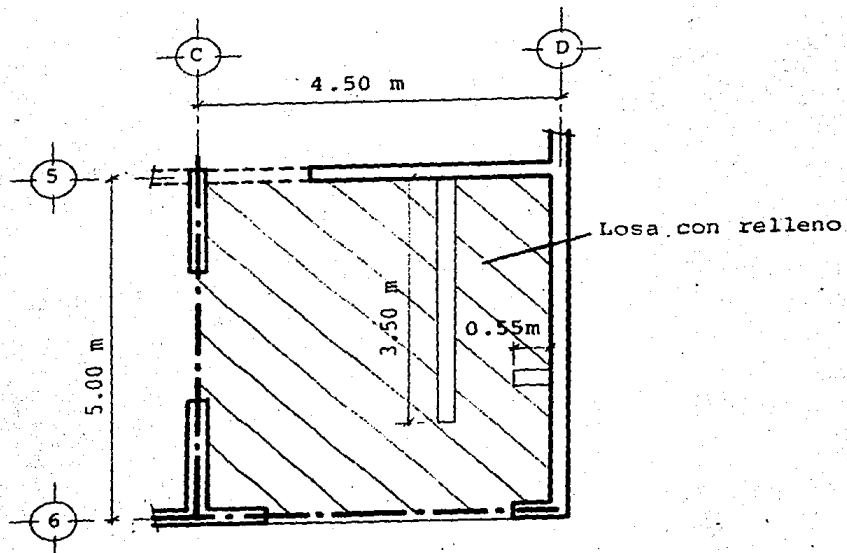
Para el claro largo:

$$\omega_{cl} = \frac{w \cdot a_2}{3} \left( \frac{3 - m^2}{2} \right) = \frac{0.71 (3.50)}{3} \left[ \frac{3 - \left( \frac{3.50}{4.85} \right)^2}{2} \right] = 1.03 \text{ T/m.}$$

Se puede observar que empleando el procedimiento del Método 2 del ACI-63, se obtiene un valor mayor de distribución de cargas, así que será éste último procedimiento el que se emplee en el presente proyecto.

Ejemplo de la obtención de la carga por metro cuadrado ( $w$ ) de un tablero con sobrecarga.

Tablero C, D, 5, 6. (Cubierta de planta baja).



- Obtención aproximada del peralte total:

$$h = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{2(450 + 500)}{180} = 10.56 \text{ cm.}$$

Sea  $h = 12 \text{ cm}$ , por estar sobrecargada la losa.

- Del análisis de cargas:

$$w = 1.00 \text{ T/m}^2 \text{ (losa } h = 10 \text{ cm con relleno)}$$

$$w_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ T/m}^3 (0.12 \text{ cm}) - 0.24 \text{ T/m}^2 = 0.048 \text{ T/m}^2$$

$$w_{\text{relleno}} = 1.40 \text{ T/m}^3 (0.18 \text{ cm}) - 0.28 \text{ T/m}^2 = - 0.028 \text{ T/m}^2$$

$$\therefore w = 1.00 + 0.048 - 0.028 = 1.02 \text{ T/m}^2$$

- Obtención de la sobrecarga (4.3.4. NTC - 77).

$$w_{\text{muros}} = 0.61 \text{ T/m}$$

$$A_{\text{tablero}} = a_1 a_2 = 4.5 (5.0) = 22.5 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{4.5}{5.0} = 0.9$$

$$\begin{aligned} \therefore \text{factor}_{\text{muro}} \parallel a_1 &= 1.55 \\ \text{factor}_{\text{muro}} \parallel a_2 &= 1.65 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{factor}_{\text{muro}} \parallel a_1 &= 1.55 \\ \text{factor}_{\text{muro}} \parallel a_2 &= 1.65 \end{aligned}} \right\} \text{Tabla 4.2}$$

- Muro  $\parallel a_1$

$$W = \omega \cdot L_{\text{muro}} = 0.61 (0.55) = 0.34 \text{ T}$$

$$\text{sobrecarga} = \frac{W_{\text{muro}}}{A_{\text{tablero}}} (\text{factor}) = \frac{0.34}{22.5} (1.55) = 0.02 \text{ T/m}^2$$

- Muro  $\parallel a_2$

$$W = 0.61 (3.50) = 2.14 \text{ T}$$

$$\text{sobrecarga} = \frac{2.14}{22.5} (1.65) = 0.16 \text{ T/m}^2$$

$$\begin{aligned} \therefore w_{\text{total}} &= w_{\text{tablero}} + \Sigma \text{sobrecarga} \\ &= 1.02 + 0.02 + 0.16 = 1.20 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

- Obtención del peralte mínimo: 4.3.3.e) NTC-77.

$$\bar{d} = \frac{\text{perímetro}}{300} \quad (\text{la longitud de los lados discontinuos se incrementan en 25\%}).$$

$$\therefore d = \frac{2(450 + 500) 1.25}{300} = 7.917 \text{ cm.}$$

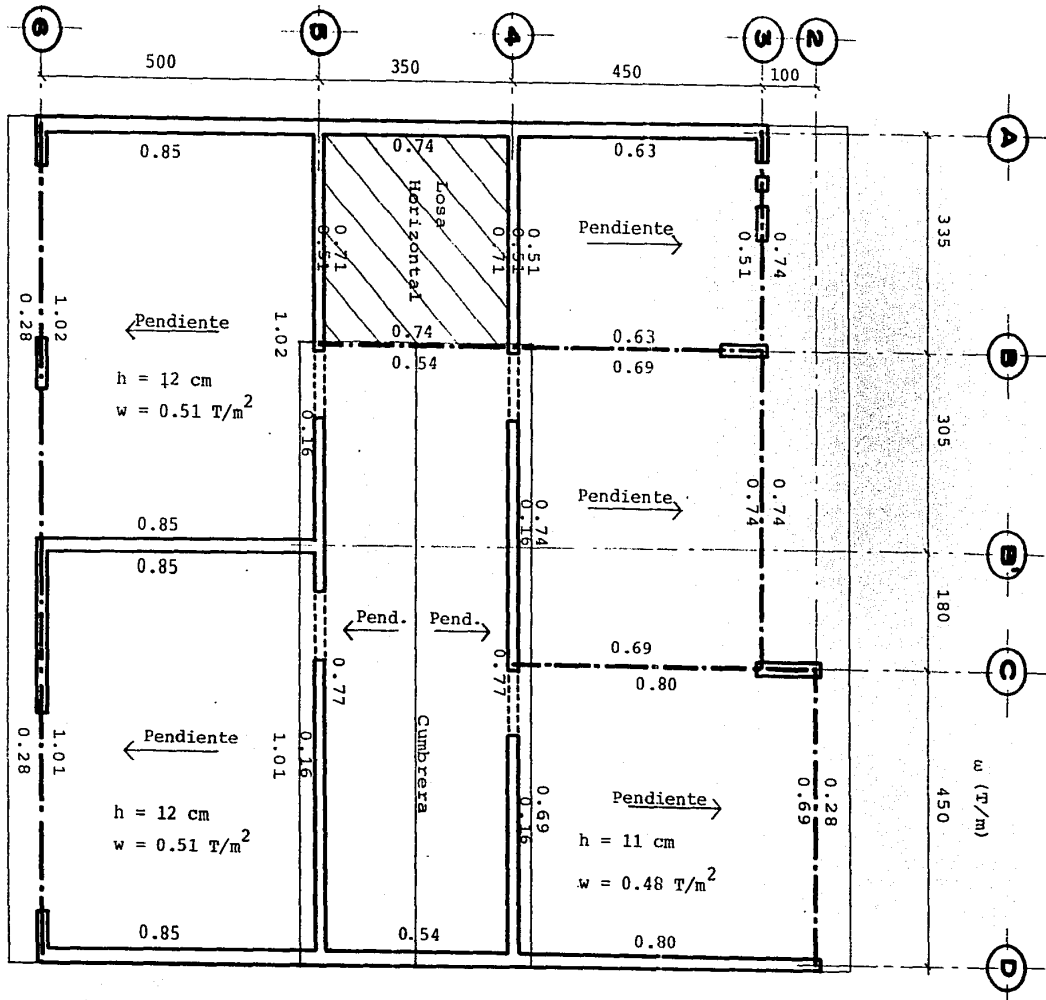
$$d_{\min} = 0.034 \sqrt[4]{f_s w d} \quad , \text{ por ser } f_s = 0.6 f_y = 0.6 (4,200) = 2,520 \text{ Kg/cm}^2 > 2,000 \text{ Kg/cm}^2$$

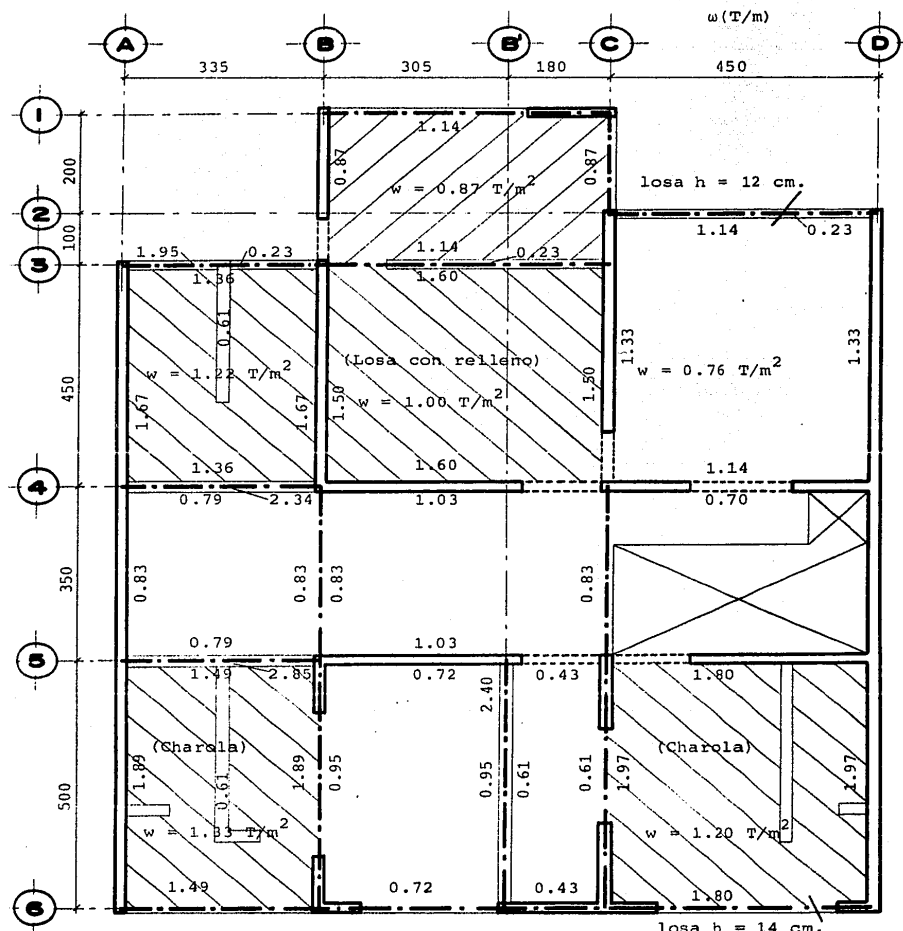
$$w = 1,200 \text{ Kg/m}^2 > 380 \text{ Kg/m}^2$$

$$\therefore d_{\min} = 0.034 \sqrt[4]{2,520 (1,200)} (7.917) = 11.22 \text{ cm.}$$

$$\therefore d = 12 \text{ cm}; \quad h = 14 \text{ cm}$$

CUBIERTA DE PLANTA ALTA.





CUBIERTA DE PLANTA BAJA.

### T E M A 3

#### CONSTANTES DE DISEÑO (NTC-77).

Concreto (Apéndice No. 3).

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

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8(200) = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85(160) = 136 \text{ kg/cm}^2 \text{ (por ser } f^*c \leq 250 \text{ kg/cm}^2)$$

Acero de refuerzo.

$$fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 2,530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (barras \# 2)}$$

$$fs = 0.6 fy = 0.6 (4,200) = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$



Refuerzo por flexión. (2.1.2, NTC-77).

$$p_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 \cdot 200}{4,200} = 0.0024$$

$$p_{\max} = pb = \frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{4,800}{f_y + 6,000} = \frac{136}{4,200} \cdot \frac{4,800}{4,200 + 6,000} = 0.0152$$

$$q_{\max} = p_{\max} \frac{f_y}{f''c} = 0.0152 \cdot \frac{4,200}{136} = 0.469$$

T E M A 4

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

- ANALISIS SISMICO. (Arts. 238 y 239 RCDF).

Método simplificado.

Revisión de los requisitos.

I. En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto de mampostería de piezas macizas o de mampostería de piezas huecas que satisfagan las condiciones que establezca el Departamento en las Normas Técnicas Complementarias.

- En el presente caso, la estructura es de tabique de barro recocido y todas las cargas verticales están soportadas por los muros en ambas plantas.

II. En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados, estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50 por ciento de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.

- Se cuenta con los muros eje A y eje D.

III. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca el artículo 239 de este reglamento.

$$\frac{\text{largo}}{\text{ancho}} = \frac{16.0}{12.7} = 1.26 \leq 2.0$$

IV. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 8.5 m.

$$\frac{\text{altura}}{\text{ancho}} = \frac{5.10}{12.7} = 0.40 \leq 1.5$$

$$\text{altura} = 5.1 \text{ m.} \leq 8.5 \text{ m.}$$

### Análisis Sísmico.

Datos:

Zona: II (supuesta).

Construcción: Grupo B

Estructuración: Tipo 1

$$cs = 0.11$$

Cargas: Peso de las losas y los muros.

Nivel	A (m <sup>2</sup> )	w (T/m <sup>2</sup> )	W <sub>losa</sub> (Ton)	L <sub>muros</sub> (m)	w <sub>muros</sub> (Ton/m)	W <sub>muros</sub> (Ton)	W <sub>total</sub> (T)
2 L. Inclin. L. Horiz.	187.86 11.73	0.42 0.61	78.90 7.16	86.06	76.10	0.70	53.27
1 L. Tipo L. Relleno	81.20 90.70	0.52 0.80	42.22 72.56	114.78	63.50	0.62	39.37

Peso de un tinaco de 1,100 lt, incluyendo el pedestal

$$\begin{aligned} \Sigma &= 293.88 \text{ T} \\ &= 1.50 \text{ T} \end{aligned}$$

Peso de los muretes de la azotea:  $w = 0.255 \text{ Ton/m}^2$

$h = 1.5 \text{ m}$

$L = 2(3.35 + 3.50) = 13.10 \text{ m}$

$\therefore W = \omega hL = 0.255 (1.5) (13.70) = 5.24 \text{ Ton}$

$W_{\text{base}} = 300.22 \text{ Ton}$

$\therefore V_{\text{vase}} = W_{\text{base}} \cdot cs = 300.22 (0.11) = 33.02 \text{ Ton.}$

Revisión de la resistencia de los muros de planta baja.  $h = 2.45 \text{ m}$ ,  $t = 14 \text{ cm}$ .  
(Sentido  $x - x$ )

MURO	L (cm)	$\frac{h}{L}$	$V_R$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$A_T$ (cm <sup>2</sup> )	$V_R$ (kg)
Eje 1	150	1.63	1.00	2,100	2,100
Eje 4	350	0.70	1.50	4,900	1,350
Eje 4	130	1.88	0.75	1,820	1,365
Eje 4	160	1.53	1.13	2,240	2,531
Eje 5	350	0.70	1.50	4,900	7,350
Eje 5	325	0.75	1.50	4,550	6,825
Eje 6	80	3.06	0.28	1,120	314
Eje 6	270	0.91	1.50	3,780	5,670
Eje 6	75	3.27	0.25	1,050	263

$\Sigma = 33,768$

$V_{Rxx} > V_{\text{base}}$

MURO	L (cm)	$\frac{h}{L}$	$V_R$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$A_T$ (cm <sup>2</sup> )	$V_R$ (kg)
Eje A	1,300	0.19	1.50	18,200	27,300
	115	2.13	0.58	1,610	934
	115	2.13	0.58	1,610	934
Eje B	450	0.54	1.50	6,300	9,450
	200	1.23	1.50	2,800	4,200
	180	1.36	1.43	2,520	3,604
Eje C	150	1.63	1.00	2,100	2,100
	450	0.54	1.50	6,300	9,450
Eje D	1,400	0.18	1.50	19,600	29,400
					$\Sigma = 87,372$

$$V_R \text{ y-y} > V_{\text{base}}$$

$$V_R = F_R (0.7 v^*) = 0.6 \left[ 0.7(3.5) \right] \cong 1.50 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.3/403, \text{NTC-77})$$

$$V_{R} = V_R (1.33 L/h)^2 \text{ para } h/L > 1.33$$

$$A_T = L \cdot T ; V_R = V_R \cdot A_T$$

$$v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Se supone que se uso mortero tipo 1 en la fabricaci3n del tabique}).$$

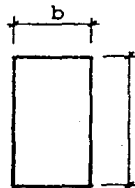
- Análisis y Diseño Estructural por Cargas Gravitacionales.

Se analizarán y se diseñarán todas las vigas, más se mostrará el ejemplo de dos

de ellas de cada planta. Se bajarán cargas a la cimentación para analizar y diseñar - las zapatas y se concluirá con los tableros de losa.

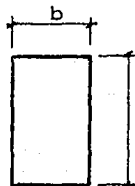
Para suponer el peralte total de las vigas se pueden usar las siguientes relaciones empíricas, siempre que no esté restringido dicho peralte:

Vigas de un claro:



$$h = \frac{L}{10} \geq 30 \text{ cm.}$$

Vigas continuas:



$$h = \frac{L}{12} \text{ ó } \frac{L}{13} \geq 30 \text{ cm.}$$

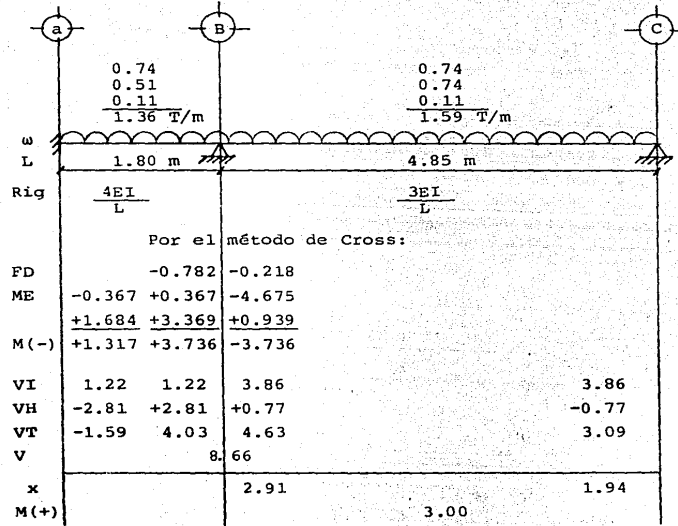
$$\text{En ambos casos: } 1.5 \leq \frac{h}{b} \leq 4 ; \quad b \geq 15 \text{ cm.}$$

Viga Eje 3. (Cubierta de planta alta).

Sección propuesta: 15 x 40 cm.

$$pp = 2.40 \text{ T/m}^3 (0.15) (0.30) = 0.11 \text{ T/m}$$

(peralte-ancho de losa)





Cálculo del refuerzo longitudinal.

Se supone  $d = h - 4 \text{ cm} = 36 \text{ cm}$

- Para  $M = 1.317 \text{ T-m}$

$$M_u = F_c \cdot M = 1.4 (1.317) = 1.84 \text{ T-m} \quad (\text{Para } F_c, \text{ ver art. 220 Título IV del RCDF})$$

$$M_R = F_R b d^2 f''c q (1 - 0.5 q) = M_u \quad (\text{Para } F_R, \text{ ver 1.6: NTC-77})$$

Despejando  $q$ :

$$q^2 - 2q + \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f''c}$$

$$q^2 - 2q + \frac{2(1.84 \times 10^5)}{0.9 (15) (36)^2 136} = 0$$

0.1547

$$q = \frac{-(-2) - \sqrt{(-2)^2 - 4(0.1547)}}{2} = 1 - \sqrt{1 - 0.1547} = 0.0806$$

$$p = q \frac{f''c}{f_y} = (0.0806) \frac{136}{4,200} = 0.0026$$

De otra manera, usando la gráfica del apéndice 4.

$$\left. \begin{aligned} \frac{Mu}{bd^2} &= \frac{1.84 \times 10^5}{15(36)^2} = 9.47 \\ f_y &= 4,200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} p = 0.0026$$

$$A_s = pbd = 0.0026 (15) 36 = 1.40 \text{ cm}^2$$

- Para  $M = 3.736 \text{ Ton-m}$ .

$$Mu = 1.4 (3.736) = 5.23 \text{ Ton-m}$$

$$\frac{2 Mu}{F_R bd^2 f''c} = \frac{2(5.23 \times 10^5)}{0.9 (15) (36)^2 136} = 0.44$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 0.44} = 0.251$$

$$p = 0.251 \frac{136}{4,200} = 0.0081$$

$$A_s = 0.0081 (15) (36) = 4.37 \text{ cm}^2.$$

- Para  $M = 3.0 \text{ Ton-m}$ .

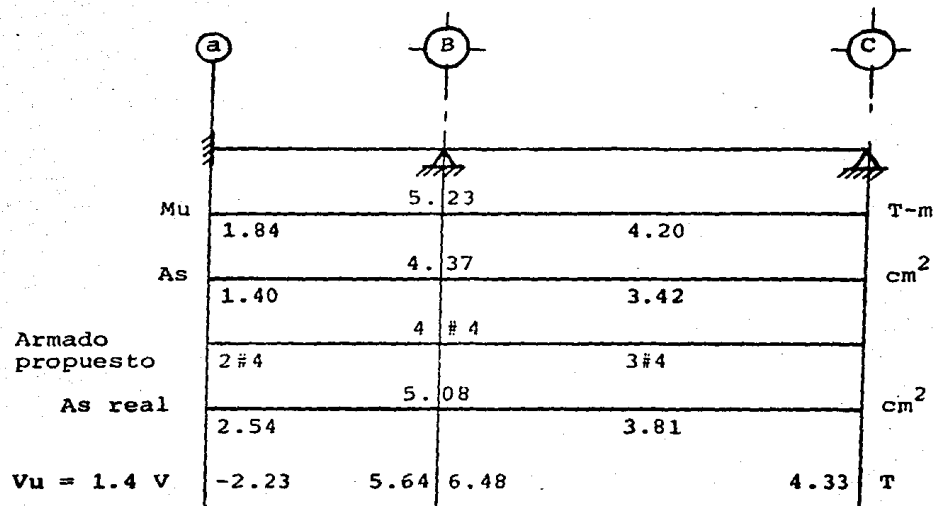
$$M_u = 1.4 (3.0) = 4.20 \text{ Ton-m}.$$

$$\frac{2 M_u}{F_R b d^2 f''c} = \frac{2(4.2 \times 10^5)}{0.9 (15) (36)^2 136} = 0.353$$

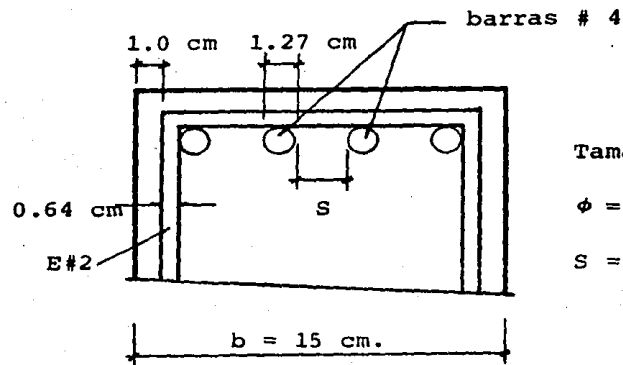
$$q = 1 - \sqrt{1 - 0.353} = 0.196$$

$$p = 0.196 \frac{136}{4,200} = 0.0063$$

$$A_s = 0.0063 (15) (36) = 3.42 \text{ cm}^2$$



Revisión de la separación entre barras individuales.



Tamaño máximo del agregado:

$$\phi = 3/4" = 1.905 \text{ cm}$$

$$S = \frac{15 - 2(1.64) - 4(1.27)}{3} = 2.21 \text{ cm.}$$

$$S \geq \begin{cases} \phi \text{ barra} = 1.27 \text{ cm.} \\ 1.5 \phi \text{ agregado} = 1.5 (1.905) = 2.86 \text{ cm} > S \end{cases}$$

∴ las barras se agruparán en paquetes.

Corte de Barras.Cálculo de los momentos resistentes.

$$- \text{ Para } A_s = 5.08 \text{ cm}^2 \quad (4\#4)$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.08}{15(36)} = 0.0094$$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} = 0.0094 \cdot \frac{4,200}{136} = 0.290$$

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

$$= 0.9 (15) (36)^2 (136) 0.29 [1 - 0.5 (0.29)]$$

$$= 589,986 \text{ kg-cm} = 5.90 \text{ Ton-m}$$

$$m_R \text{ de } 2\#4 = \frac{M_R}{2} = 2.95 \text{ Ton-m.}$$

- Para  $A_s = 3.81 \text{ cm}^2$  (3#4).

$$p = \frac{3.81}{15(36)} = 0.0071 ; \quad q = 0.0071 \cdot \frac{4,200}{136} = 0.218$$

$$M_R = 0.9 (15) (36^2) (136) 0.218 [1 - 0.5 (0.218)]$$

$$= 462,181 \text{ Kg-cm} = 4.62 \text{ Ton-m.}$$

$$m_R \text{ de } 2\#4 = \frac{2}{3} M_R = \frac{2}{3} (4.62) = 3.08 \text{ Ton-m.}$$

Longitudes de Desarrollo. (Apéndice No. 5.).

Barras # 4 positivas.

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'c}} = \frac{0.06 (1.27) 4,200}{\sqrt{200}} = 22.63 \text{ cm.}$$

$$L_{db} \geq 0.006 d b f_y = 0.006 (1.27) 4,200 = 32 \text{ cm} > 30 \text{ cm.}$$

Barras # 4 negativas.

$$Ldb = 1.4 (32) = 44.8 \doteq 45 \text{ cm (Ver tabla 3.1, NTC-77).}$$

Revisión de los requisitos de anclaje de la Sección 3.1 de las NTC-77.

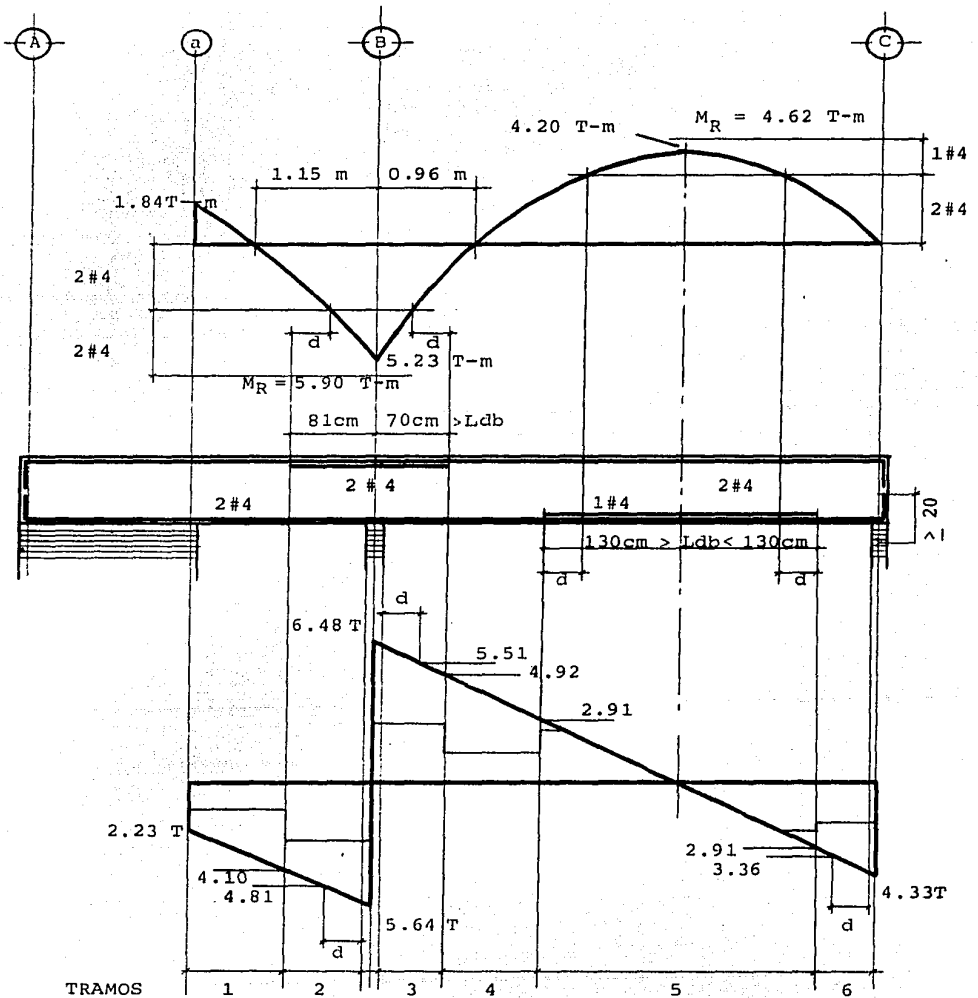
$$Ld - 0.25 L = 32 - 0.25 (485) = - 89 \text{ cm.} \quad 3.1.1.b) IV$$

$$0.5 h = 0.5 (40) = 20 \text{ cm.}$$

$$As \text{ para } M_{(+)\text{m}\acute{a}\text{x}}: As = 4\#4 = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area que llega a cada extremo} = 2 \# 4 > \frac{As}{3}$$





Refuerzo Transversal.- Fuerza cortante que toma el concreto.Tramos 1, 4 y 6      $A_s = 2 \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$ 

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.54}{15(36)} = 0.0047 < 0.01 \quad \text{Ver 2.1.5 a)I. (NTC-77)}$$

$$V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30 p) \sqrt{f \cdot c} = 0.8 (15) 36 [0.2 + 30 (0.0047)] \sqrt{160} = 1,863 \text{ kg.}$$

$$\text{Tramos 2 y 3.} \quad A_s = 4\#4 = 5.08 \text{ cm}^2 ; \quad p = \frac{5.08}{15(36)} = 0.0094$$

$$V_{CR} = 0.8 (15) 36 [0.2 + 30 (0.0094)] \sqrt{160} = 2,634 \text{ kg.}$$

$$\text{Tramo 5.} \quad A_s = 3 \# 4 = 3.81 \text{ cm}^2 ; \quad p = \frac{3.81}{15(36)} = 0.0070$$

$$p = \frac{3.81}{15(36)} = 0.0070$$

$$V_{CR} = 0.8 (15) (36) [0.2 + 30 (0.0070)] \sqrt{160} = 2,240 \text{ kg.}$$

Revisión de la necesidad de disminuir  $V_{CR}$  por interrupción de más del 33 por ciento del refuerzo longitudinal. (Véase 2.1.5 f).

Refuerzo positivo:

$$\text{Corte de 1 \# 4} \quad \frac{A_{s \text{ int}}}{A_s} = \frac{1 \# 4}{3 \# 4} = 0.33$$

Refuerzo negativo:

$$\text{Corte de 2 \# 4} \quad \frac{A_{s \text{ int}}}{A_s} = \frac{2 \# 4}{4 \# 4} = 0.50 > 0.33$$

$$\therefore V_{CR} \text{ tramos 1 y 4} = 0.70 (1,863) = 1,304 \text{ kg.}$$

Revisión para ver si se admite la sección de 15 x 40 cm. (Véase 2.1.5 b).

$$\text{Se debe cumplir: } V_u \leq 2.5 F_R b d \sqrt{f \cdot c} = 2.5 (0.8) (15) (36) 12.65 = 13,661 \text{ kg.}$$

$$\text{Del diagrama: } V_{u \text{ máx}} = 5.51 \text{ Ton} < 13,661 \text{ kg.}$$

Separaciones de estribos verticales # 2.  $f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\text{Tramo 1: } V_{u \text{ máx}} = 4,100 \text{ kg; } V_{CR} = 1,304 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8 (0.64) (2,530) 36}{4,100 - 1,304} = \frac{46,633}{2,796} = 16.7 \text{ cm.}$$

Separación máxima:

$$S \leq \frac{F_R A_y f_y}{3.5 b} = \frac{0.8 (0.64) 2,530}{3.5 (15)} = 24.7 \text{ cm.}$$

$$1.5 F_R b d \sqrt{f^*c} = 1.5 (0.8) (15) (36) 12.65 = 8,198 \text{ kg} > V_u$$

$$\therefore S \leq \frac{d}{2} = \frac{36}{2} = 18 \text{ cm.}$$

- Est. # 2 c 15 en el tramo 1.

Tramo 2:  $V_{u\text{máx}} = 4,810 \text{ kg}$ ;  $V_{CR} = 2,634 \text{ kg}$ .

$$S = \frac{46,633}{4,810 - 2,634} = 21.4 \text{ cm.}$$

- Est. # 2 c 15 en el tramo 2.

Tramo 3:  $V_{um\acute{a}x} = 5,510 \text{ kg}$ ;  $V_{CR} = 2,634 \text{ kg}$ .

$$S = \frac{46,633}{5,510 - 2,634} = 16.2 \text{ cm.}$$

- Est. # 2 c 15 en el tramo 3.

Tramo 4:  $V_{um\acute{a}x} = 4,920 \text{ kg}$  ;  $V_{CR} = 1,304 \text{ kg}$ .

$$S = \frac{46,633}{4,920 - 1,304} = 12.9 \text{ cm.}$$

- Est. # 2 c 12 en el tramo 4.

Tramo 5:  $V_{um\acute{a}x} = 2,910 \text{ kg}$  ;  $V_{CR} = 2,240 \text{ kg}$ .

$$S = \frac{46,633}{2,910 - 2,240} = 69.6 \text{ cm.}$$

- Est. # 2 c 15 en el tramo 5.

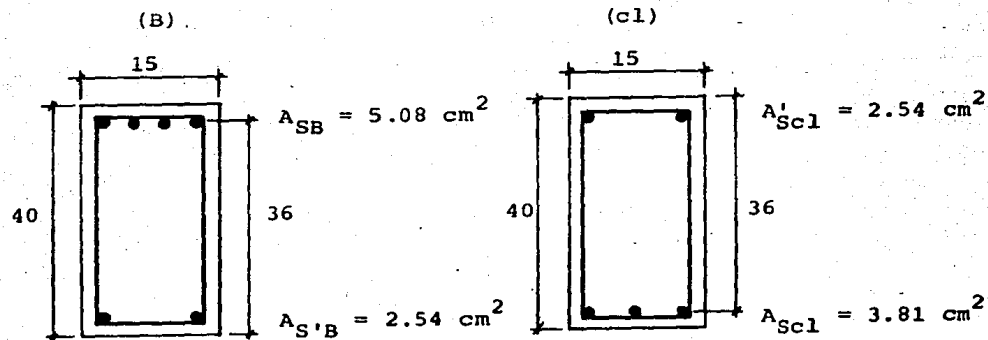
Tramo 6:  $V_{m\acute{a}x} = 3,360 \text{ kg}$  ;  $V_{CR} = 1,863 \text{ kg}$ .

$$S = \frac{46,633}{3,360 - 1,863} = 31.2 \text{ cm.}$$

- Est. # 2 c15 en el tramo 6.

Cálculo de la Deflexión Máxima. (Tramo B - C).

- Refuerzo en el extremo empotrado (B) y en el centro del claro (c1).



Constantes:

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'c} = 10,000 \sqrt{200} = 141,421 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{141,421} \approx 14$$

$$(n - 1) = 14 - 1 = 13$$

- Cálculo del momento de inercia.

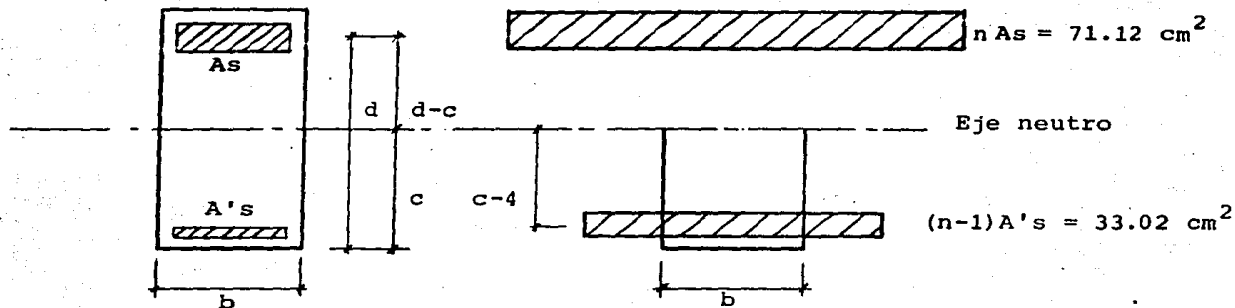
$$I = \frac{I_B + 2I_{cl}}{3} ; I_c = 0 \text{ por ser extremo discontinuo.}$$

- Cálculo de  $I_B$ .

$$n A_{SB} = 14 (5.08) = 71.12 \text{ cm}^2$$

$$(n - 1) A_{S,B} = 13(2.54) = 33.02 \text{ cm}^2$$

- Sección transformada agrietada.



Tomando momentos de las áreas con respecto al eje neutro:

$$n A_S (d - c) = bc \frac{c}{2} + (n - 1) A'_S (c - 4) \quad \text{--- (1)}$$

$$71.12 (36 - c) = 7.5 c^2 + 33.02 (c - 4)$$

$$c^2 + 13.89c - 358.99 = 0$$



$$c = \frac{-13.89 + \sqrt{(13.89)^2 + 4(358.99)}}{2}$$

$$c = 13.23 \text{ cm}$$

$$nA_S (d - c)^2 = 71.12 (36 - 13.23)^2 = 36,874$$

$$\frac{bc^3}{3} = \frac{15 (13.23)^3}{3} = 11,578$$

$$(n-1) A'_S (c-4)^2 = 33.02 (13.23-4)^2 = 2,813$$

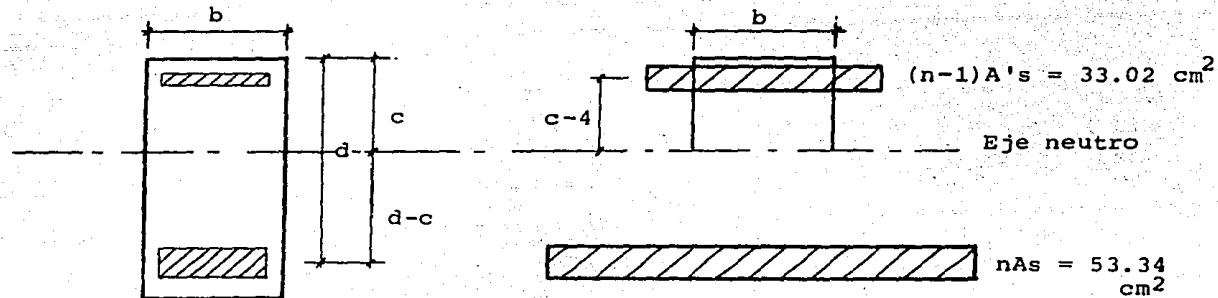
$$I_B = 51,265 \text{ cm}^4$$

- Cálculo de  $I_{C1}$ .

$$nA_{S_{C1}} = 14 (3.81) = 53.34 \text{ cm}^2$$

$$(n - 1) A'_{S_{C1}} = 13 (2.54) = 33.02 \text{ cm}^2$$

Sección transformada.



$$n A_s (d - c) = b c \frac{c}{2} + (n - 1) A'_s (c - 4)$$

$$53.34 (36 - c) = 7.5 c^2 + 33.02 (c - 4)$$

$$c^2 = 11.51 c - 273.64 = 0$$

$$c = \frac{-11.51 + \sqrt{(11.51)^2 + 4(273.64)}}{2}$$

$$c = 11.76 \text{ cm.}$$

$$n A_S (d - c)^2 = 53.34 (36 - 11.76)^2 = 31,341$$

$$\frac{bc^3}{3} = \frac{15 (11.76)^3}{3} = 8,132$$

$$(n - 1) A'_S (c - 4)^2 = 33.02 (11.76 - 4)^2 = 1,988$$

$$I_{c1} = 41,462 \text{ cm}^4$$

$$I_{BC} = \frac{I_B + 2I_{c1}}{3} = \frac{51,265 + 2(41,462)}{3} = 44,730 \text{ cm}^4 = I_2$$

- Cálculo de la deflexión. (Método de la doble integración).

Por sencillez, el cálculo se hará a partir del eje C.

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = Vx - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$EI \frac{dy}{dx} = \frac{Vx^2}{2} - \frac{\omega x^3}{6} + C_1$$

$$EI y = \frac{Vx^3}{6} - \frac{\omega x^4}{24} + C_1 x + C_2 \quad (1)$$

$$\text{Para } x = 0 ; y = 0 \quad \therefore C_2 = 0$$

$$\text{Para } x = 4.85 \text{ m} ; y = 0$$

Sustituyendo en la ecuación (1):

$$0 = \frac{3.09 (4.85)^3}{6} - \frac{1.59 (4.85)^4}{24} + 4.85 C_1 + 0$$

$$\therefore C_1 = -4.556 \text{ Ton-m}^2 = -4.556 \times 10^7 \text{ kg-cm}^2$$

Además:  $E = 141,421 \text{ kg/cm}^2$

$$I = 44,730 \text{ cm}^4$$

$$V_C = 3.09 \text{ Ton} = 3,090 \text{ kg}$$

$$\omega = 1.59 \text{ Ton/m} = 15.9 \text{ kg/cm.}$$

Sustituyendo en la ecuación (1):

$$y = \frac{1}{141,421 (44,730)} \left[ \frac{3,090 x^3}{6} - \frac{15.9 x^4}{24} + (-4.556 \times 10^7) x \right]$$

Por tanteos: para  $x = 217 \text{ cm}$  ;  $y_{\text{máx}} = -0.963 \text{ cm.}$

- Obtención de la carga para calcular la deflexión:

$$\omega_{\text{servicio}} = 1.59 \text{ ton/m.}$$

Del análisis de cargas:

$$CM = 0.40 \text{ T/m}^2$$

$$CV = \frac{0.06}{\text{ "}}$$

$$w = 0.46 \text{ T/m}^2$$

$$\omega_{CM} = \frac{0.40}{0.46} (1.59) = 1.38 \text{ T/m}$$

$$\omega_{CV} = \frac{0.06}{0.46} (1.59) = 0.21 \text{ T/m}$$

Carga viva para calcular deflexiones diferidas  $w = 0.005 \text{ T/m}^2$

$$\omega_{CVdd} = \frac{0.005}{0.46} (1.59) = 0.02 \text{ T/m}$$

$$\therefore \omega_{CM} + \omega_{CVdd} = 1.38 + 0.02 = 1.40 \text{ T/m}$$

- Deflexión Inmediata.

$$y_i = \frac{w_{CM} + w_{CVdd}}{w_{servicio}} \quad y_{m\acute{a}x} = \frac{1.40}{1.50} \cdot \frac{0.963}{EI} = \frac{5.169 \text{ T-m}^3}{EI}$$

$$= 0.848 \text{ cm.}$$

- Deflexión Diferida.

$$y_d = \left( 2 - 1.2 \frac{A'S}{A_S} \right) y_i \geq 0.6 y_i$$

$$\frac{A'S}{A_S} = \frac{\left( \frac{A'S}{A_S} \right)_B + 2 \left( \frac{A'S}{A_S} \right)_{cl}}{3}$$

$$\left( \frac{A'S}{A_S} \right)_B = \frac{2.54}{5.08} = 0.50 \quad ; \quad \left( \frac{A'S}{A_S} \right)_{cl} = \frac{2.54}{3.81} = 0.667$$

$$\therefore \frac{A'S}{A_S} = \frac{0.50 + 2 (0.667)}{3} = 0.61$$

$$\therefore y_d = \left[ 2 - 1.2 (0.61) \right] 0.817 = 1.268 (0.848) = 1.075 \text{ cm.}$$

$$- \text{Dif. de cargas vivas} = 0.21 - 0.02 = 0.19 \text{ T/m.}$$

$$\therefore y_{i2} = \frac{0.19}{1.40} (0.848) = 0.115 \text{ cm}$$

$$\therefore y = y_i + y_d + y_{i2} = 0.848 + 1.075 + 0.115 = 2.038 \text{ cm.}$$

$$y_{\text{perm}} = 0.5 + \frac{L}{240} = 0.5 + \frac{485}{240} = 2.521 \text{ cm} > y$$

Viga eje C

Cubierta de planta alta.

Sección propuesta: variable

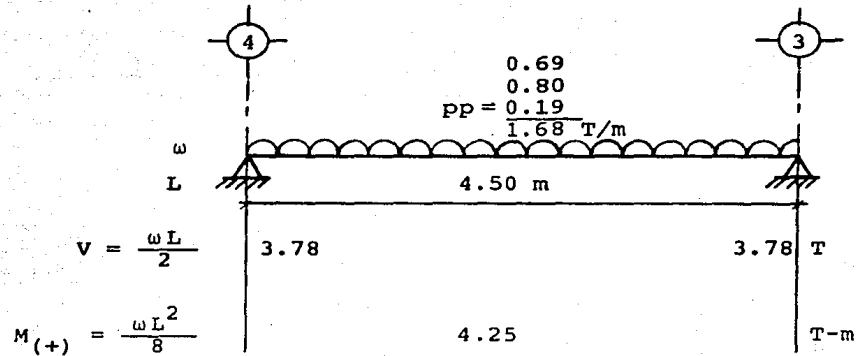
$$b = 15, h_{\text{min}} = 30 \text{ cm, } h_{\text{máx}} = 95 \text{ cm } \therefore h_{\text{prom}} = 62.5 \text{ cm.}$$

$$pp = 2.40 \text{ T/m}^3 (0.15\text{m}) (\cancel{0.525 \text{ m}}) \doteq 0.19 \text{ T/m}$$

$$(h_{\text{prom}} - h_{\text{losa}})$$

---

(Ver página siguiente)



**Cálculo del refuerzo longitudinal (NTC-77)**

Se supone  $d = h - 5 \text{ cm} = 62.5 - 5.0 = 57.5 \text{ cm}$ .

$M_u = F_c \cdot M = 1.4 (4.25) = 5.95 \text{ T-m}$

$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{5.95 \times 10^5}{15 (57.5)^2} = 12 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$   
 $p = 0.0033$  (usando la gráfica del apéndice 4).



$$A_s = pbd = 0.0033 (15)(57.5) = 2.85 \text{ cm}^2$$

Mu	5.95	T-m
A <sub>s</sub>	2.85	cm <sup>2</sup>
armado propuesto	3 # 4	
A <sub>s</sub> real	3.81	cm <sup>2</sup>
Vu	5.29	5.29

Corte de barras.

Cálculo del momento resistente.

Para A<sub>s</sub> = 3.81 cm<sup>2</sup> (3 # 4)

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.81}{1.5 (57.5)} = 0.0044 ; \quad q = p \frac{f_y}{f'_c} = 0.0044 \frac{4,200}{136} = 0.136$$

$$M_R = F_R b d^2 f''c q (1 - 0.5 q) = 0.9 (15) (57.5)^2 (136) 0.136 [1 - 0.5 (0.136)]$$

$$= 769,419 \text{ kg-cm} = 7.69 \text{ T-m}$$

mR de 2 # 4 (  $a_s = 2.54 \text{ cm}^2$  )

$$mR = \frac{a_s}{A_S} M_R = \frac{2.54}{3.81} 7.69 = 5.13 \text{ T-m.}$$

Longitudes de desarrollo (Apéndice 5).

Barra # 4 :  $L_{db} = 32.0 \text{ cm}$  (Apéndice 5).

Revisión de los requisitos de anclaje de la sección 3.1 de las NTC-77.

Barras # 4 positivas  $L_d + d = 32 + 57.5 = 89.5 \text{ cm}$ .

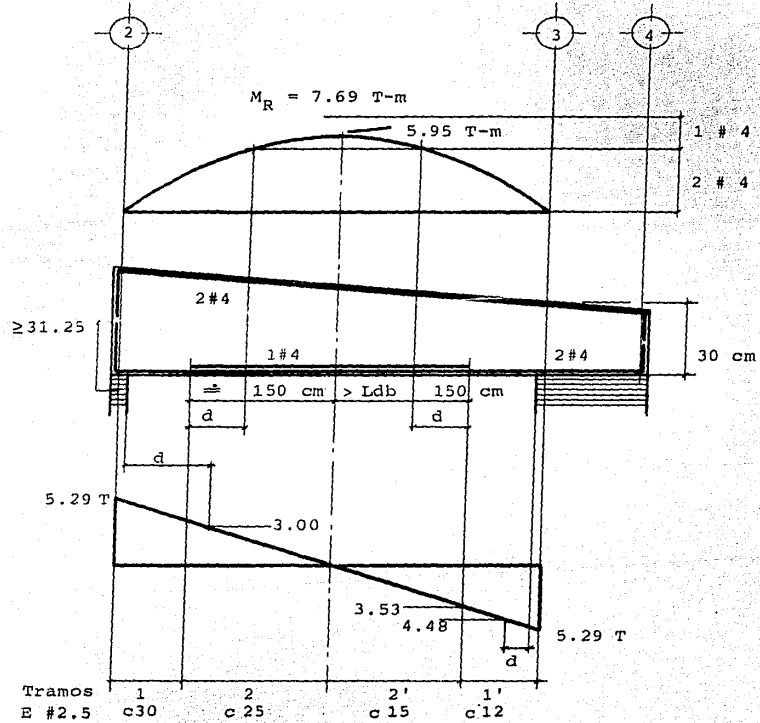
Barra # 4.

$$L_d - 0.25 L = 32 - 0.25 (450) = - 80.5 \text{ cm.}$$

$$\geq 0.5 h = 0.5 (62.5) = 31.25 \text{ cm.}$$

$$A_S \text{ para } M_{(+)} : A_S = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area que llega a cada extremo, 2 # 4 : } A_S = 2.54 \text{ cm}^2 > \frac{3.81}{3}$$



Refuerzo Transversal.

- Fuerza cortante que toma el concreto.

Tramo 1.  $A_S = 2\#4 = 2.54 \text{ cm}^2$  ;  $d = 90 \text{ cm.}$

$$p = \frac{2.54}{15 (90)} = 0.0019 < 0.01$$

$$\therefore V_{CR} = F_R \text{ bd} \left[ 0.2 + 30 p \right] \sqrt{f'c} = 0.8 (15) (90) \left[ 0.2 + 30 (0.0019) \right] \sqrt{160} = 3,511 \text{ kg.}$$

Tramo 2.  $A_S = 3\#4 = 3.81 \text{ cm}^2$  ;  $d = 55 \text{ cm.}$

$$p = \frac{3.81}{15 (55)} = 0.0046 < 0.01$$

$$V_{CR} = 0.8 (15) (55) \left[ 0.2 + 30 (0.0046) \right] \sqrt{160} = 2,822 \text{ kg.}$$

Tramo 2'.  $A = 3\#4 = 3.81 \text{ cm}^2$  ;  $d = 35 \text{ cm.}$

$$p = \frac{3.81}{15 (35)} = 0.0072 < 0.01$$

$$V_{CR} = 0.8 (15) (35) \left[ 0.2 + 30 (0.0072) \right] \sqrt{160} = 2,210 \text{ kg.}$$

Tramo 1'.      $A = 2\#4 = 2.54 \text{ cm}^2$  ;      $d = 25 \text{ cm.}$

$$p = \frac{2.54}{15 (25)} = 0.0068 < 0.01$$

$$V_{CR} = 0.8 (15) (25) \left[ 0.2 + 30 (0.0068) \right] \sqrt{160} = 1,533 \text{ kg.}$$

Revisión de la necesidad de disminuir  $V_{CR}$  por interrupción del más del 33 % del refuerzo longitudinal (Ver 2.1.5f).

Corte de 1#4:      $\frac{A_{Sint}}{A_S} = \frac{1\#4}{3\#4} = 0.33$

Revisión para ver si se admite la sección de 15 x 30 cm.

Se debe cumplir:      $V_u \leq 2.5 F_{Rbd} \sqrt{f^*c} = 2.5 (0.8) (15) (25) \sqrt{160} = 9,487 \text{ kg.}$

Del diagrama      $V_{um\acute{a}x} = 4.48 \text{ T} = 4,480 \text{ kg} < 9,487 \text{ kg.}$

Separaciones de estribos verticales # 2.5 de 2 ramas.  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Tramo 1:  $V_{um\acute{a}x} = 0$  ;  $V_{CR} = 3,511 \text{ kg}$  ;  $d = 90 \text{ cm}$ .

$$\text{Separación máxima. } S \leq \frac{F_R A_V f_y}{3.5b} = \frac{0.8 (0.98) 4,200}{3.5 (15)} = 63 \text{ cm.}$$

∴ Est. # 2.5 c 30 en el tramo 1.

Por sencillez se tomara  $S \leq h \text{ m}\acute{i}n.$

Tramo 2:  $V_{um\acute{a}x} = 3,000 \text{ kg}$  ;  $V_{CR} = 2,822 \text{ kg}$  ;  $d = 55 \text{ cm}$ .

$$S = \frac{F_R A_V f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8 (0.98) (4,200) 55}{3,000 - 2,822} > 30 \text{ cm} ; \frac{d}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \rightarrow 25 \text{ cm.}$$

$$1.5 F_R b d \sqrt{f^*c} = 1.5 (0.8) (15) (55) \sqrt{160} = 12,523 \text{ kg} > V_u$$

∴ Est. # 2.5 c 25 en el tramo 2.

Tramo 2'. :  $V_{m\acute{a}x} = 3,530 \text{ kg}$  ;  $V_{CR} = 2,210 \text{ Kg}$  ;  $d = 35 \text{ cm}$ .

$$S = \frac{0.8 (0.98) (4,200) 35}{3,530 - 2,210} = 87.3 \text{ cm} ; \quad \frac{d}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \rightarrow 15 \text{ cm}.$$

$$1.5 F_R^{bd} \sqrt{f^*c} = 12,523 \frac{35}{55} = 7,969 > V_u$$

∴ Est. # 2.5 c 15 en el tramo 2'.

Tramo 1'.  $V_{m\acute{a}x} = 4,480 \text{ kg}$  ;  $V_{CR} = 1,533 \text{ kg}$  ;  $d = 25 \text{ cm}$ .

$$S = \frac{0.8 (0.98) (4,200) 25}{4,480 - 1,533} = 27.9 \text{ cm} ; \quad \frac{d}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \rightarrow 12 \text{ cm}.$$

$$1.5 F_R^{bd} \sqrt{f^*c} = 12,523 \frac{25}{55} = 5,692 \text{ kg} > V_u$$

∴ Est. # 2.5 c 12 en el tramo 1'.

Cálculo de la deflexión máxima. (NTC-77).

Del análisis de cargas:

$$\begin{aligned}
 CM &= 0.40 \text{ T/m}^2, \text{ De este análisis se obtuvo } \omega = 1.68 \text{ T/m.} \\
 CV &= \underline{0.06} \text{ " } \\
 \omega &= 0.46 \text{ T/m.}
 \end{aligned}$$

$$\omega_{CM} = \frac{0.40}{0.46} (1.68) = 1.46 \text{ T/m}$$

$$\omega_{CV} = \frac{0.06}{0.46} (1.68) = 0.22 \text{ T/m}$$

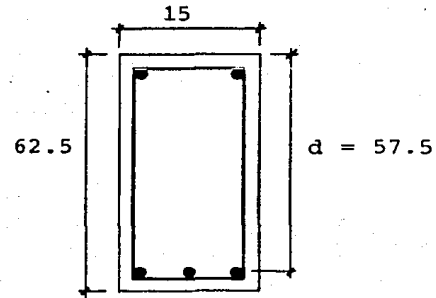
Carga viva para calcular deflexiones diferidas:

$$W = 0.005 \text{ T/m}^2 \text{ (Ver apéndice 2, No. VIII).}$$

En forma aproximada:

$$\omega_{CVDD} = \frac{0.005}{0.46} (1.68) = 0.02 \text{ T/m}$$





$$A_S = 3\#4 = 3.80 \text{ cm}^2$$

$$A'_S = 2\#4 = 2.53 \text{ cm}^2$$

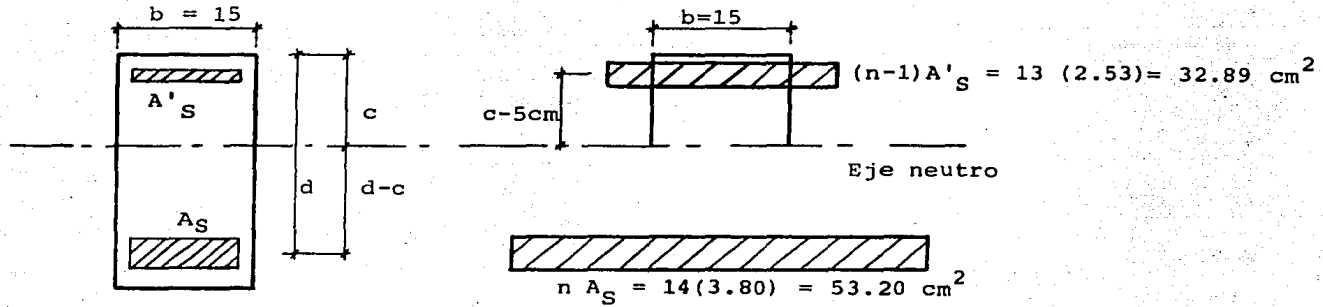
Constantes.

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'c} = 10,000 \sqrt{200} = 141,421 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{141,421} \doteq 14$$

$$(n - 1) = 14 - 1 = 13$$

Sección transformada.Cálculo del momento de inercia.

Tomando momentos de las áreas respecto al eje neutro:

$$n A_S (d - c) = b c \frac{c}{2} + (n - 1) A'_S (c - 5)$$

$$53.20 (57.5 - c) = 7.5 c^2 + 32.89 (c - 5)$$

$$c^2 + 11.48 c - 429.79 = 0$$

$$c = 15.77 \text{ cm}$$

$$nA_S (d - c)^2 = 53.20 (57.5 - 15.77)^2 = 92,642.10$$

$$\frac{bc^3}{3} = \frac{15 (15.77)^3}{3} = 19,609.44$$

$$(n - 1) A'_S (c - 5)^2 = 32.89 (15.77 - 5)^2 = \frac{3,815.01}{I = 116,066.55 \text{ cm}^4}$$

$$\Delta_i = \frac{5 L^4}{384 EI} ; \omega_{CM} + \omega_{CV DD} = 1.46 + 0.02 = 1.48 \text{ T/m} = 14.8 \text{ kg/cm}$$

$$\therefore \Delta_i = \frac{5 (14.8) (450)^4}{384 (141,421) 116,066.55} = 0.48 \text{ cm (Deflexión inmediata).}$$

$$\Delta_d = \left( 2 - 1.2 \frac{A'_S}{A_S} \right) \Delta_i \geq 0.6 \Delta_i$$

$$\frac{A'_S}{A_S} = \frac{2}{3} = 0.667$$

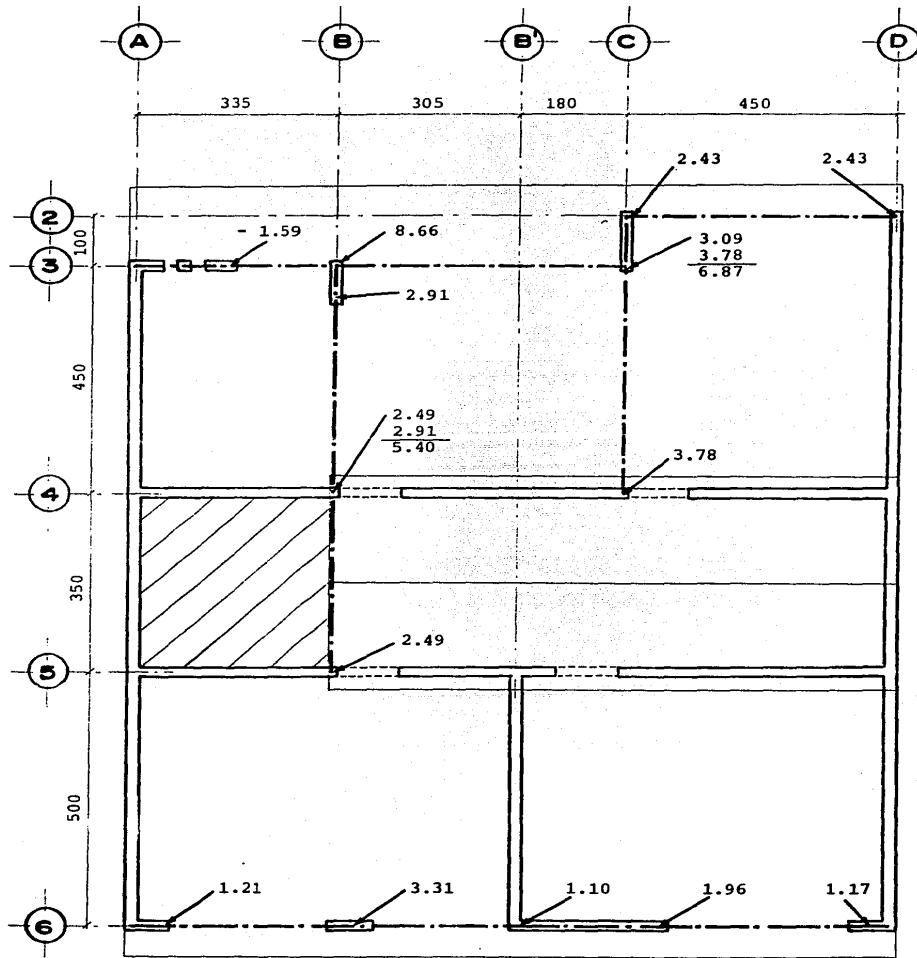
$$\therefore \Delta_d = \left[ 2 - 1.2 (0.667) \right] 0.48 = 1.20 \overset{>0.6}{(0.48)} = 0.58 \text{ cm (Deflexión diferida).}$$

$$\omega_{CV} - \omega_{CV DD} = 0.22 - 0.02 = 0.20 \text{ T/m}$$

$$\therefore \Delta_{i2} = \frac{0.20}{1.48} \Delta_i = 0.135 (0.48 \text{ cm}) = 0.06 \text{ (Deflexión inmediata de la diferencia de cargas vivas).}$$

$$\therefore \Delta = \Delta_i + \Delta_d + \Delta_{i2} = 0.48 + 0.58 + 0.06 = 1.12 \text{ cm! (Deflexión total).}$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{240} = 0.5 + \frac{450}{240} = 2.38 \text{ cm} > 1.12 \text{ cm.}$$



CUBIERTA DE PLANTA ALTA.

DISEÑO DE LA LOSA DE CUBIERTA DE PLANTA ALTA.

1. Se usarán los coeficientes de la tabla del método 2 del ACI-63 (Apéndice 6) para el cálculo de los momentos.

2. Peraltes efectivos.

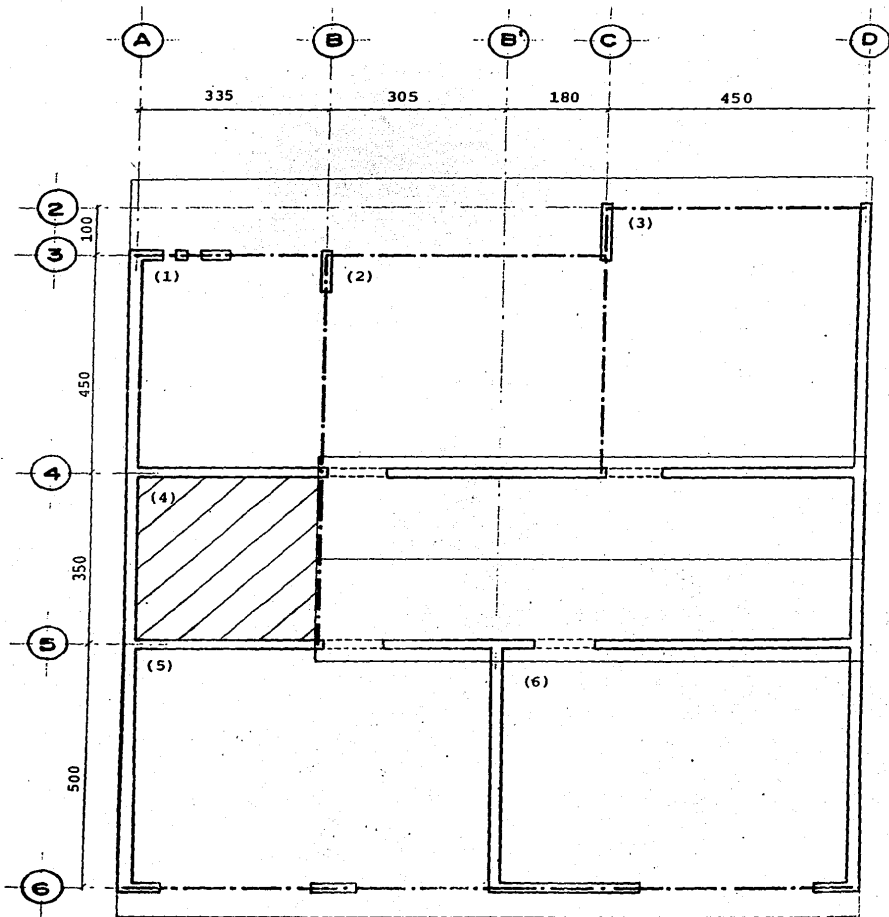
Refuerzo positivo:  $d = h - r = h - 2 \text{ cm.}$

Refuerzo negativo:  $d = h - r - 2 = h - 2 - 2 = h - 4 \text{ cm}$

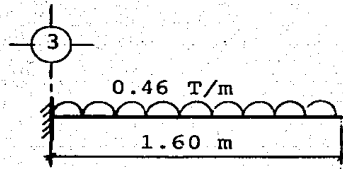
3. El armado se colocará perpendicular al indicado por la dirección de las flechas en planta.

$$4. \quad R = \frac{d^3}{a_1}$$

5. Se deberá aconsejar al constructor colocar el tinaco en una esquina del tablero.



Cálculo de la losa volada: (franja de 1 m de ancho)



$$M = \frac{\omega L^2}{2} = \frac{0.46 (1.60)^2}{2} = 0.589 \text{ T-m}$$

$$M_u = F_c \cdot M = 1.4 (0.59) = 0.824 \text{ T-m}$$

$$h = 10.0 \text{ cm}$$

$$d = h - 2 \text{ cm} = 10.0 - 2.0 = 8.0 \text{ cm.}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.824 \times 10^5}{100 (8.0)^2} = 13 \rightarrow p = 0.0037 \text{ (Apéndice No. 4).}$$

$$A_s = pbd = 0.0037 (100)(8.0) = 2.96 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{barras}\#2.5} = \frac{a_s}{A_s} 100 = \frac{0.49}{2.96} 100 = 16 \text{ cm}$$

∴ S = barras # 2.5 c 16 cm (Refuerzo transversal).



Revisión por fuerza cortante.

$$V = \omega L = 0.46 (1.60) = 0.74 \text{ T}$$

$$V_u = 1.4 (0.74) = 1.03 \text{ T}$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f^*c} = 0.8 (100) (8.0) \left[ 0.2 + 30 (0.0037) \right] \sqrt{160} =$$
$$= 2,518 \text{ kg.}$$

$$V_{CR} > V_u$$

Cálculo del refuerzo longitudinal.

$$P_{temp} = 0.002 \quad (\text{Ver 3.10, NTC-77}).$$

$$A_{Stemp} = 0.002 (100) (8.0) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$S_{\#2.5} = \frac{0.49}{1.6} 100 = 31 \text{ cm.}$$

$$S \leq 3.5 x_1 = 3.5 (10) = 35 \text{ cm} < 50 \text{ cm.}$$

∴ S = barras # 2.5 c 30 cm (Refuerzo longitudinal).

CUBIERTA DE PLANTA ALTA

Tabla de momentos y separación de Barras.

TABLERO	MOMENTO	CLARO	K	$M = Kwa_1^2$ (T-m)	$M_u$ (T-m)	TABLERO ADYACENTE	MOMENTO AJUSTADO	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	BARRAS # 2.5 SEPARACION TEORICA, S (cm)
Losa volada R = 0 h = 10 cm	--	--	--	0.589	0.824		0.824	2.85	17
(1) w = 0.46T/m <sup>2</sup> R = 1.528 m = 0.74 h = 10 cm 1 B Disc.	(-) Borde continuo (-) Borde discontinuo (+) centro del claro	corto largo corto corto largo	0.059 0.041 0.029 0.045 0.031	0.305 0.212 0.150 0.232 0.160	0.427 0.297 0.210 0.325 0.224	2 L.volada 4	0.468	2.16 1.34 1.20 1.60 1.60	23 36 41 30 30
(2) w = 0.46T/m <sup>2</sup> R = 1.138 m = 0.93 h = 10 cm 1 B Disc.	(-) Borde continuo (-) Borde discontinuo (+) centro del claro	corto largo corto corto largo	0.046 0.041 0.023 0.035 0.031	0.428 0.382 0.214 0.326 0.289	0.599 0.535 0.300 0.456 0.405	L.volada 1 3	0.749 0.504	3.60 2.34 1.36 1.60 1.60	13 21 36 30 30
(3) w = 0.48T/m <sup>2</sup> R = 1.620 m = 0.82 h = 11 cm 3 B Disc.	(-) Borde continuo (-) Borde largo (+) centro del claro	corto corto largo corto largo	0.072 0.036 0.029 0.055 0.044	0.700 0.350 0.282 0.535 0.428	0.980 0.490 0.395 0.749 0.599	2		4.02 1.91 1.53 2.26 1:80	12 25 32 21 27
(4) w = 0.64T/m <sup>2</sup> R = 1.528 m = 0.96 h = 10 cm 2 B Disc.	(-) Borde continuo (-) Borde discontinuo (+) centro del claro	largo corto corto corto largo	0.049 0.026 0.039 0.037	0.352 0.187 0.280 0.266	0.493 0.262 0.392 0.372	1 5		2.28 1.20 1.60 1.60	21 35 31 31

TABLERO	MOMENTO	CLARO	K	M = Kw <sub>1</sub> <sup>2</sup> (T-m)	Mu (T-m)	TABLERO ADYACENTE	MOMENTO AJUSTADO	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	BARRAS # 2.5 SEPARACION TEORICA, S (cm)
(5)	(-) Borde	corto	0.076	0.969	1.357	4		4.90	10
w = 0.51T/m <sup>2</sup>	continuo	largo	0.058	0.740	1.036	6		3.65	13
R = 2.000	(-) Borde	corto	0.038	0.485	0.679			2.32	21
m = 0.78	discontinuo	largo	0.029	0.370	0.518			1.75	28
h = 12 cm	(+) centro	corto	0.057	0.727	1.018			2.78	17
3 B Disc.	del claro	largo	0.044	0.561	0.785			2.12	23
(6)	(-) Borde	corto	0.076	0.969	1.357	4		4.90	10
w = 0.51T/m <sup>2</sup>	continuo	largo	0.058	0.740	1.036	5		3.65	13
R = 2.000	(-) Borde	corto	0.037	0.472	0.671			2.26	21
m = 0.79	discontinuo	largo	0.029	0.370	0.518			1.75	28
h = 12 cm	(+) centro	corto	0.057	0.727	1.018			2.78	17
3 B Disc.	del claro	largo	0.044	0.561	0.785			2.12	23

### Ajuste de momentos.

#### Distribución entre tableros 1 y 2

M. de deseq. = 0.535 - 0.427 = 0.108 T-m  
M. a distribuir = 2/3 (0.108) = 0.072 T-m

Tablero	1	2
Rigidez	1.528	1.138
F. D.	0.573	0.427
Mu	-0.427	+0.535
Distrib.	-0.041	-0.031
M. Ajust.	-0.468	+0.504

#### Distribución entre tableros 1 y 4

M. de deseq. = 0.493 - 0.297 = 0.196 T-m  
0.196 > 0.297/2 = 0.149

#### Distribución entre tablero 1 y losa vol.

M. de deseq. = 0.824 - 0.297 = 0.527 T-m  
0.527 > 0.297/2

#### Distribución entre tablero 2 y losa vol.

M. de deseq. = 0.824 - 0.599 = 0.225 T-m.  
M. a distribuir = 2/3 (0.225) = 0.150 T-m

Tablero	2	Losa volada
Rigidez	1.138	0
F. D.	1.0	0
Mu	-0.599	+0.824
Distrib.	-0.150	0
M. Ajust.	-0.749	+0.824

#### Distribución entre tableros 2 y 3

M. de deseq. = 0.980 - 0.535 = 0.445 T-m  
0.445 > 0.535/2

#### Distribución entre tableros 4 y 5

M. de deseq. = 1.357 - 0.493 = 0.869  
0.864 > 0.493/2

#### Tableros 5 y 6

M deseq. = 0

Tablero 5.

Revisión por fuerza cortante.

$$V_u = \frac{(0.5 a_1 - d) w_u}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6}$$

$$w_u = 1.4 (0.51) = 0.714 \text{ T/m}^2$$

$$V_u = \frac{[0.5 (5.0) - 0.08] 714}{1 + \left(\frac{5.00}{6.40}\right)^6}$$

$$(1.15) = 1,619 \text{ kg.}$$

(En tableros con bordes discontinuos, la F. cortante se incrementa 15%).

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c} = 0.5 (100) (8) \sqrt{160} = 4,048 \text{ kg} > V_u$$

Refuerzo mínimo.

$$a_s = \frac{450 x_1}{f_y (x_1 + 100)} = \frac{450 (12)}{4,200 (12 + 100)} = 0.01148 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

En un ancho de 100 cm:  $A_{S\text{mín}} = 0.01148 (100) = 1.148 \text{ cm}^2/\text{m}$

Para barras # 2.5:

$$s = \frac{as}{A_s} 100 = \frac{0.49}{1.148} 100 = 42.7 \text{ cm}$$

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

Tablero 2.

Revisión por fuerza cortante.

$$v_u = \frac{[0.5 (4.50) - 0.06] 1.4 (460)}{1 + \left(\frac{4.50}{4.85}\right)^6} (1.15) = 990 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 0.5 (0.8) (100) (6.0) \sqrt{160} = 3,036 \text{ kg} > v_u$$

Refuerzo mínimo.

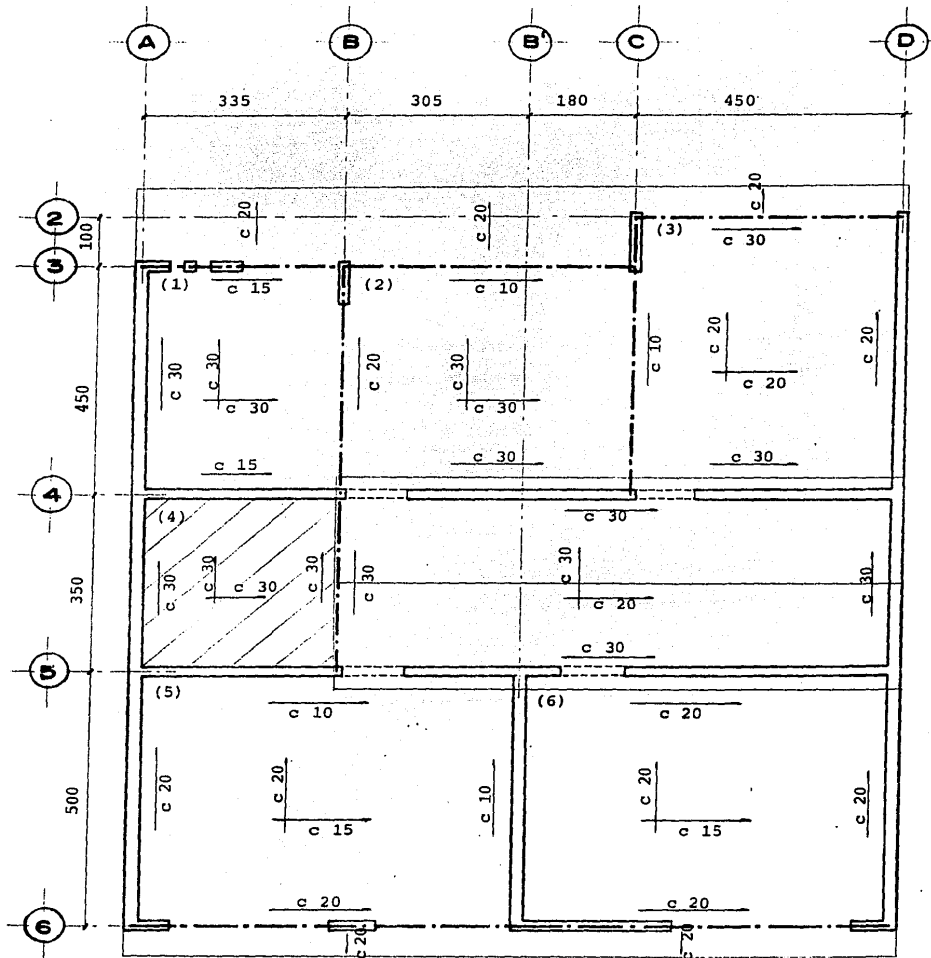
$$a_{s_m} = \frac{450 (10)}{4,200 (10 + 100)} = 0.00974$$

$$A_{S\min} = 0.00974 (100) = 0.974 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para barras # 2.5:

$$s = \frac{0.49}{0.974} (100) = 50.3 \text{ cm}$$

$$3.5 h = 3.5 (10) = 35 \text{ cm} = s_{\max}$$

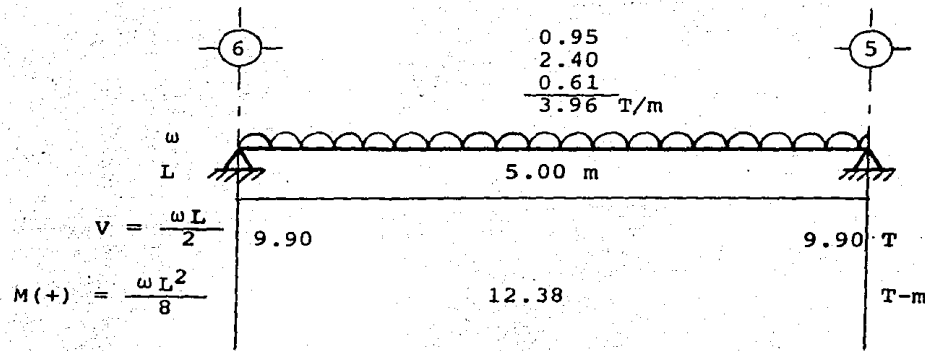


CUBIERTA DE PLANTA ALTA

Viga eje B'.

Cubierta de planta baja.

Sección propuesta 15 x 60 cm.



Cálculo del refuerzo longitudinal (NTC-77).

Se supone  $d = h - 5 \text{ cm} = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$

$M_u = F C \cdot M = 1.4 (12.38) = 17.33 \text{ T-m}$



$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{17.33 \times 10^5}{15(55)^2} = 38 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$p = 0.0124$  (Usando la gráfica del --  
Apéndice 4).

$$A_s = pbd = 0.0124 (15)(55) = 10.23 \text{ cm}^2$$

Mu	17.33	T-m
$A_s$	10.23	$\text{cm}^2$
Armado propuesto	4 # 6	
$A_{sreal}$	11.40	$\text{cm}^2$
Vu	13.86	13.86 T

Corte de barras.

Cálculo del momento resistente.

$$A_S = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_S}{bd} = \frac{11.40}{15(55)} = 0.0138$$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} = 0.0138 \frac{4,200}{136} = 0.426$$

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) = 0.9 (15) (55)^2 (136) 0.426 \left[ 1 - 0.5 (0.426) \right] =$$

$$= 1,862,011 \text{ kg-cm} = 18.62 \text{ T-m.}$$

$$m_R \text{ de } 2\#6 \text{ (as} = 5.70 \text{ cm}^2\text{)}$$

$$m_R = \frac{as}{A_S} M_R = \frac{5.70}{11.40} 18.62 = 9.31 \text{ T-m}$$

Longitudes de desarrollo.

Barra # 6:  $L_{db} = 51$  cm. (Apéndice 5)

Revisión de los requisitos de anclaje de la sección 3.1 de las NTC-77.

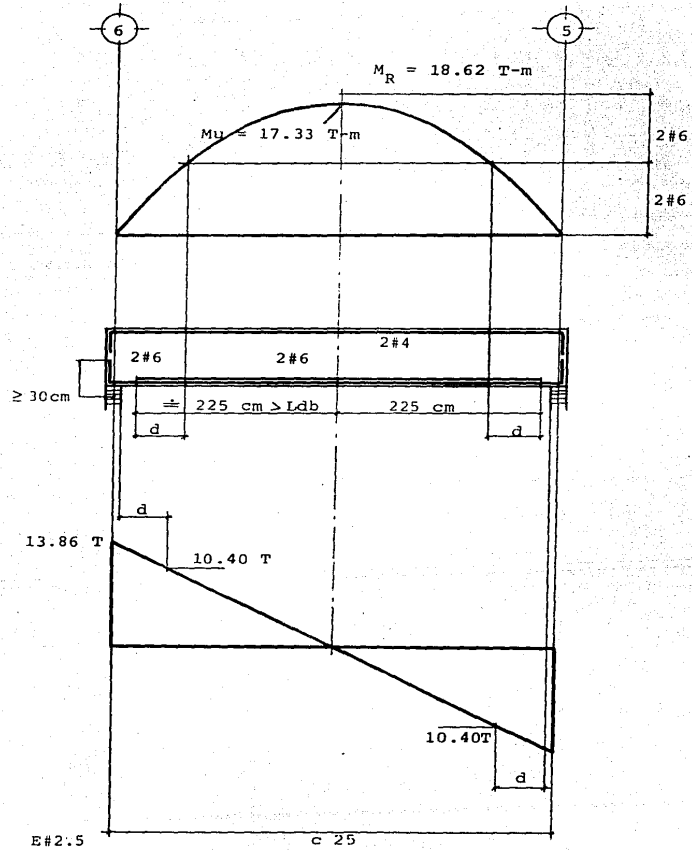
$$- \text{Barras \# 6 } L_d + d = 51 + 55 = 106 \text{ cm} \quad (3.1.1.III)$$

$$- L_d - 0.25L = 51 - 0.25 (500) = -74 \text{ cm} \quad (3.1.1.IV)$$

$$\geq 0.5 h = 0.5 (60) = 30 \text{ cm.}$$

$$- A_S \text{ para } M(+): A_S = 10.77 \text{ cm}^2 \quad (3.1.2.I)$$

$$\text{Area que llega a cada extremo, } 2\#6: A_S = 5.70 \text{ cm}^2 > \frac{11.40}{3}$$



Refuerzo transversal.

Fuerza cortante que toma el concreto.

$$A_s = 4\#6 = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{11.40}{15(55)} = 0.0138 > 0.01 \quad \text{Ver 2.1.5 a) I (NTC-77)}$$

$$\therefore V_{CR} = 0.5 F_R bd \sqrt{f \cdot c} = 0.5 (0.8) (15) (55) \sqrt{160} = 4,174 \text{ kg}$$

Revisión para ver si se admite la sección de 15 x 60 cm.

$$\text{Se debe cumplir: } Vu \leq 2.5 F_R bd \sqrt{f \cdot c} = 2.5 (0.8) (15) (55) \sqrt{160} = 20,871 \text{ kg.}$$

$$\text{Del diagrama: } V_{m\acute{a}x} = 10.30 \text{ T} < 20,871 \text{ kg.}$$

Separaciones de estribos verticales # 2.5 de 2 ramas:  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$$V_{m\acute{a}x} = 10,400 \text{ kg} \quad ; \quad V_{CR} = 4,174 \text{ kg}$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8 (0.98) (4,200) 55}{10,400 - 4,174} = 29.1 \text{ cm}$$

Separación máxima:

$$S = \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8 (0.98) 4,200}{3.5 (15)} = 63 \text{ cm.}$$

$$1.5 F_R b d \sqrt{f^* c} = 1.5 (0.8) (15) (55) \sqrt{160} = 12,523 \text{ kg} > V_u$$

$$\therefore S \leq \frac{d}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

\(\therefore\) Est. # 2.5 c 25 cm.

Cálculo de la deflexión máxima.

Del análisis de cargas:

$\left. \begin{array}{l} CM = 0.43 \text{ T/m}^2 \\ CV = \frac{0.28}{\text{ "}} \\ W = 0.71 \text{ T/m}^2 \end{array} \right\} \text{ Planta baja}$	$\left. \begin{array}{l} CM = 0.40 \text{ T/m}^2 \\ CV = \frac{0.06}{\text{ "}} \\ W = 0.46 \text{ T/m}^2 \end{array} \right\} \text{ Planta alta}$
---	---

$$\therefore w_{CM} = \frac{0.43}{0.71} (0.95 + 0.61) + \frac{0.40}{0.46} (0.85 + 0.85) + 0.70 \overset{\text{pp muro}}{=} 3.12 \text{ T/m}$$

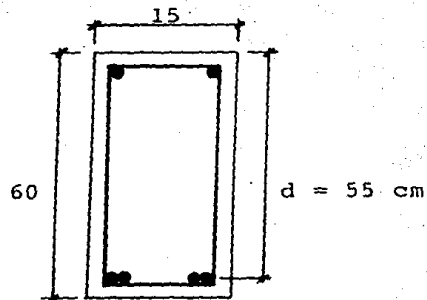
$$w_{CV} = \frac{0.28}{0.71} (1.56) + \frac{0.06}{0.46} (1.70) = 0.84 \text{ T/m}$$

Carga viva para calcular deflexiones diferidas: (Apéndice No. 2).

$$w_{\text{planta baja}} = 0.070 \text{ T/m}^2 ; \quad w_{\text{planta alta}} = 0.005 \text{ T/m}^2$$

\(\therefore\) en forma aproximada:

$$w_{CVDD} = \frac{0.070}{0.71} (1.56 + 0.70) + \frac{0.005}{0.46} (1.70) = 0.24 \text{ T/m}$$



$$A_S = 4\#6 = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$A'_S = 2\#4 = 2.54 \text{ cm}^2$$

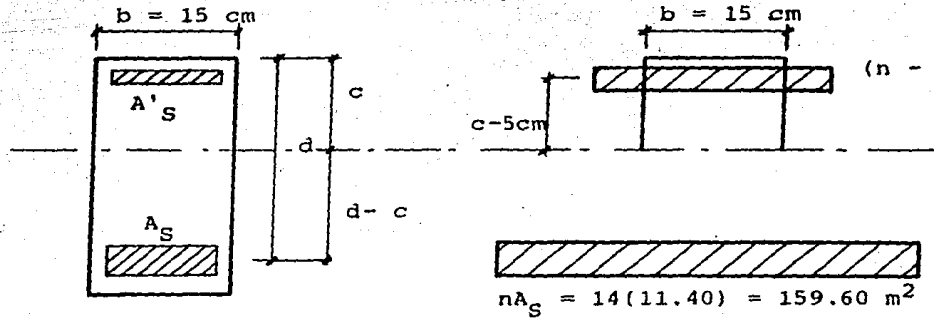
Constantes.

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'_c} = 10,000 \sqrt{200} = 141,421 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{141,421} \approx 14$$

$$(n - 1) = 14 - 1 = 13$$

Sección transformada.

$$(n - 1) A'_S = 13 (2.54) = 33.02 \text{ cm}^2$$



Cálculo del momento de inercia.

Tomando momentos de las áreas respecto al eje neutro:

$$n A_S (d - c) = b c \frac{c}{2} + (n - 1) A'_S (c - 5)$$

$$159.60 (55 - c) = 7.5 c^2 + 33.02 (c - 5)$$

$$c^2 + 25.68 c - 1,192 = 0$$

$$\therefore c = 24.0 \text{ cm}$$

$$n A_S (d - c)^2 = 159.60 (55 - 24)^2 = 153,376$$

$$\frac{b c^3}{3} = \frac{15 (24)^3}{3} = 69,120$$

$$(n - 1) A'_S (c - 5)^2 = 33.02 (24 - 5)^2 = \underline{11,920}$$

$$I = 234,416 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_i = \frac{5 L^4}{384 EI} ; \quad \omega_{CM} + \omega_{CVDD} = 3.12 + 0.24 = 3.36 \text{ T/m} = 33.6 \text{ kg/cm}$$

$$\therefore \Delta_i = \frac{5 (33.6) (500)^4}{384 (141,421) (234,416)} = 0.825 \text{ cm}$$

$$\Delta_d = \left( 2 - 1.2 \frac{A'_S}{A_S} \right) Y_i \geq 0.6 Y_i$$

$$\frac{A'_S}{A_S} = \frac{2.54}{11.40} = 0.223$$

$$\therefore \Delta_d = \left[ 2 - 1.2 (0.223) \right] 0.825 = 1.732 (0.825) = 1.429$$

$$\text{Dif. de cargas vivas} = 0.84 - 0.24 = 0.60 \text{ T/m}$$

$$\therefore \Delta_{i2} = \frac{0.60}{3.36} (0.825) = 0.147 \text{ cm}$$

$$\therefore \Delta_{\text{m} \acute{a} \text{x}} = 0.825 + 1.429 + 0.147 = 2.401 \text{ cm} \downarrow$$

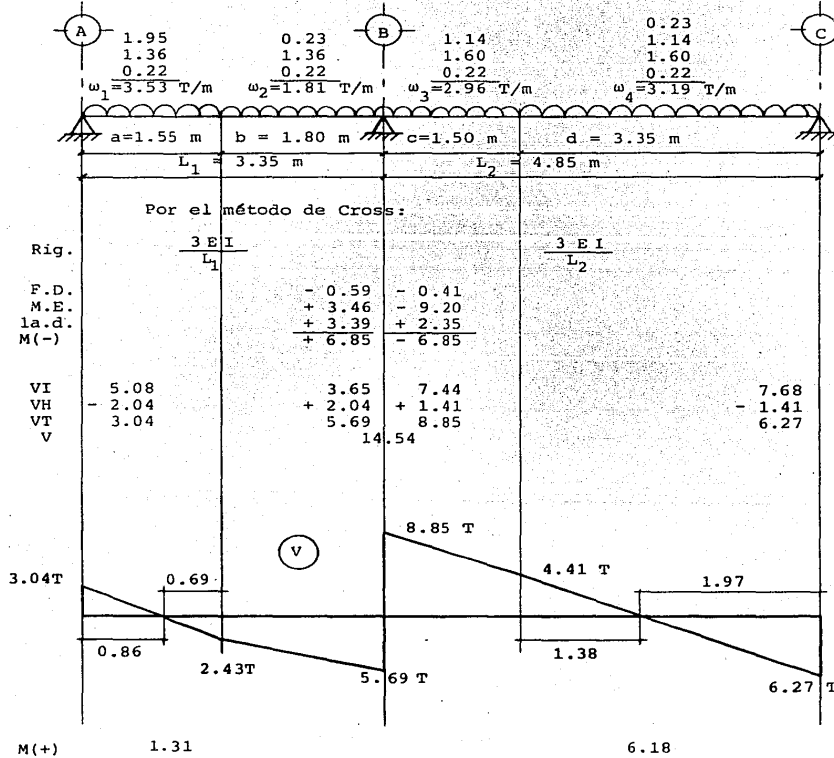
$$\Delta_{\text{per}} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{240} = 0.5 + \frac{500}{240} = 2.583 \text{ cm} > Y_{\text{m} \acute{a} \text{x}}$$

Viga eje 3. (Cubierta de planta baja).

Sección propuesta: 30 x 40 cm

$$pp = 2.40 \text{ T/m}^3 (0.30) (0.30) = 0.22 \text{ T/m}$$

(peralte - ancho de losa)



Cálculo del refuerzo longitudinal.

Se supone  $d = h - 4 \text{ cm} = 40 - 4 = 36 \text{ cm}$

- Para  $M = 1.31 \text{ T-m}$

$$\mu_u = F_c \cdot M = 1.4 (1.31) = 1.83 \text{ T-m}$$

$$\frac{\mu_u}{bd^2} = \frac{1.83 \times 10^5}{30 (36)^2} = 4.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$p = p_{\min} = 0.0024$  (Usando la gráfica del Apéndice - No. 4).

$$A_s = p b d = 0.0024 (30) 36 = 2.59 \text{ cm}^2$$

- Para  $M = 6.85 \text{ T-m}$

$$\mu_u = 1.4 (6.85) = 9.59 \text{ T-m}$$

$$\frac{9.59 \times 10^5}{30 (36)^2} = 24.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$p = 0.0074$

$$A_s = 0.0074 (30) 36 = 7.99 \text{ cm}^2$$

- Para  $M = 6.18 \text{ T-m}$

$$\mu = 1.4 (6.18) = 8.65 \text{ T-m}$$

$$\frac{8.65 \times 10^5}{30 (36)^2} = 22.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 0.0066$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.0066 (30) 36 = 7.13 \text{ cm}^2$$

	A		B		C		
$\mu$			9.59				
	1.83				8.65		T-m
$A_s$			7.99				
	2.59				7.13		$\text{cm}^2$
Armado propuesto	3#4		3#4 + 2#6		3#4		barras
	3#4		3#4		3#4 + 2#6		
$A_{sreal}$	3.81		9.51		3.81		$\text{cm}^2$
	3.81		3.81		9.51		
$V_u$	4.26		7.97		12.39		T
					8.78		

Corte de Barras.

- Cálculo de los momentos resistentes.

- Para  $A_s = 9.51 \text{ cm}^2$  (3#4 + 2#6)

$$p = \frac{9.51}{30 (36)} = 0.0088$$

$$q = (0.0088) \frac{4,200}{136} = 0.272$$

$$M_R = 0.9 (30) (36)^2 (136) (0.272) \left[ 1 - 0.5 (0.272) \right] = 1,118,155 \text{ kg-cm}$$

$$= 11.18 \text{ T-m}$$

$$m_R \text{ de } 3\#4 = \frac{3.81}{9.51} (11.18) = 4.48 \text{ T-m}$$

Longitudes de desarrollo. (Apéndice No. 5).

lecho superior: barras # 4 ,  $L_{db} = 35 \text{ cm}$   
 " # 6 ,  $L_{db} = 71 \text{ cm}$

lecho inferior: barras # 4 ,  $L_{db} = 32 \text{ cm}$

" # 6 ,  $L_{db} = 51 \text{ cm}$

Revisión de los requisitos de anclaje de la sección 3.1 de las NTC-77.

Inciso 3.1.1.b) IV:  $(L_d - 0.25 L) \geq 0.5 h$

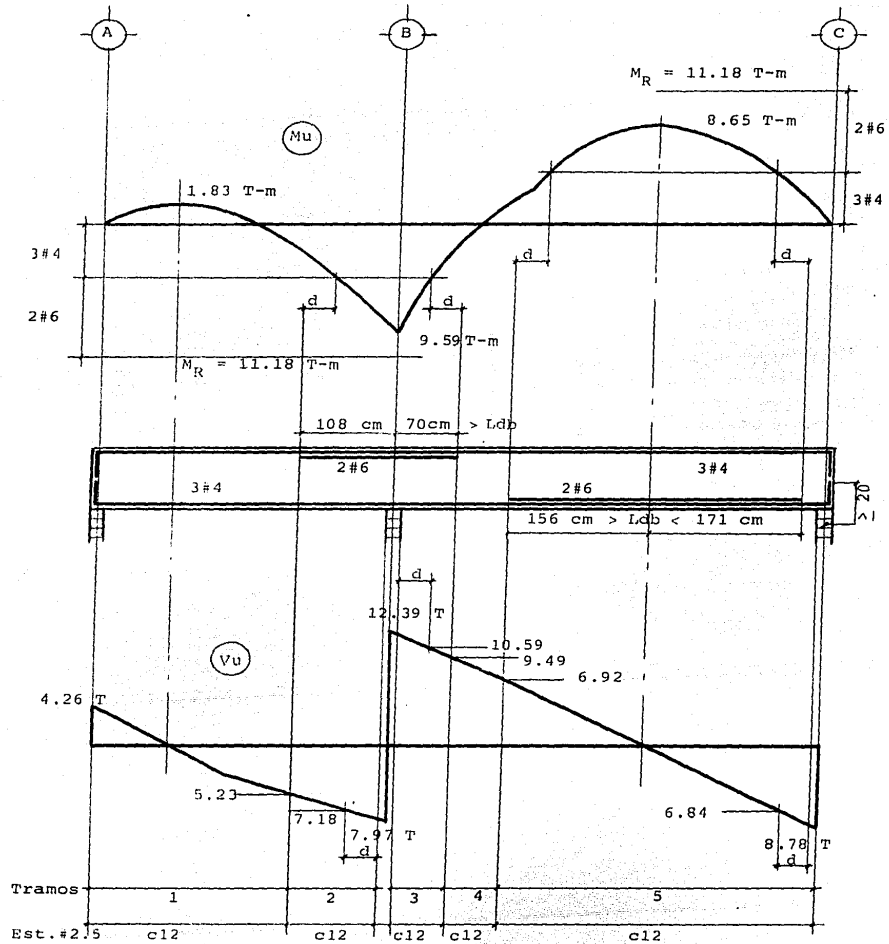
Claro A-B:  $32 - 0.25 (335) = - 51.75 \text{ cm}$

∴ Rige  $0.5 h = 0.5 (40) = 20 \text{ cm}$  (ambos claros)

Inciso 3.1.2.I): (claro B-C)

$$A_{S(+)} = 9.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area que llega al extremo C} = 3\#4 = 3.81 \text{ cm}^2 > \frac{9.51}{3}$$





Refuerzo transversal.

Fuerza cortante que toma el concreto.

$$\text{Tramos (1) y (4)} \quad A_S = 3\#4 = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_S}{bd} = \frac{3.81}{30(36)} = 0.0035 < 0.01 \quad \text{Ver 2.1.5 a) I (NTC-77).}$$

$$V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30p) \sqrt{f \cdot c} = 0.8 (30)(36) \left[ 0.2 + 30(0.0035) \right] \sqrt{160} = 3,333 \text{ kg.}$$

$$\text{Tramos (2), (3) y (5). } A_S = 3\#4 + 2\#6 = 9.51 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{9.51}{30(36)} = 0.0088$$

$$V_{CR} = 0.8 (30)(36) \left[ 0.2 + 30(0.0088) \right] \sqrt{160} = 5,071 \text{ kg.}$$

Revisión de la necesidad de disminuir  $V_{CR}$  por interrupción de más del 33% del - refuerzo longitudinal. (Ver 2.1.5f).

$$\text{Corte de 2\#6} \quad \frac{A_{S \text{ int}}}{A_S} = \frac{3.81}{9.51} = 0.40 > 0.33$$

$$\therefore V_{CR} \text{ tramos (1) y (4)} = 0.7 (3,333) = 2,333 \text{ kg.}$$

Revisión para ver si se admite la sección de 30 x 36 cm.

$$\text{Se debe cumplir: } V_u \leq 2.5 F_R b d \sqrt{f^*c} = 2.5 (0.8) (30) (36) \sqrt{160} = 27,322 \text{ kg.}$$

Del diagrama  $V_{um\acute{a}x} = 10.59 \text{ T} < 27.32 \text{ T}$ ,

Separaciones de estribos verticales 2#5,  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Tramo (1):  $V_{um\acute{a}x} = 5,230 \text{ kg}$  ;  $V_{CR} = 2,333 \text{ kg}$ .

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8 (0.98) (4,200) 36}{5,230 - 2,333} = \frac{118,541}{2,896} = 40.9 \text{ cm}$$

$$\text{Separación máxima: } s \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8 (0.98) 4,200}{3.5 (40)} = 23.5 \text{ cm}$$

$$1.5 F_R b d \sqrt{f^*c} = 1.5 (0.8) (30) (36) \sqrt{160} = 16,393 \text{ kg} > V_u$$

$$\therefore s \leq \frac{d}{2} = \frac{36}{2} = 18 \text{ cm}$$

$\therefore$  Est. # 2.5 c 15 cm en el tramo (1).

$$\text{Tramo (2): } Vu_{\text{máx}} = 7,180 \text{ kg} ; V_{\text{CR}} = 5,071 \text{ kg}$$

$$s = \frac{118,541}{7,180 - 5,071} = 56.2 \text{ cm}$$

$\therefore$  Est. # 2.5 c 15 cm en el tramo (2).

$$\text{Tramo (3): } Vu_{\text{máx}} = 10,590 \text{ kg} ; V_{\text{CR}} = 5,071 \text{ kg}$$

$$s = \frac{118,541}{10,590 - 5,071} = 21.5 \text{ cm}$$

$\therefore$  Est. # 2.5 c 15 en el tramo (3).

$$\text{Tramo (4): } Vu_{\text{máx}} = 9,490 \text{ kg} ; V_{\text{CR}} = 2,333 \text{ kg}$$

$$S = \frac{118,541}{9,490 - 2,333} = 16.6 \text{ cm}$$

∴ Est. # 2.5 c 15 en el tramo (4).

$$\text{Tramo (5): } Vu_{\text{máx}} = 6,920 \text{ kg} ; V_{CR} = 5,071 \text{ kg}$$

$$S = \frac{118,541}{6,920 - 5,071} = 64.1 \text{ cm}$$

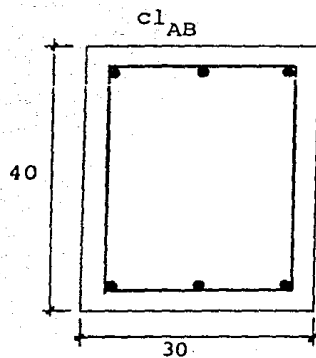
∴ Est. # 2.5 c 15 en el tramo (5).

Revisión de la Deflexión.

- Refuerzo en el centro del claro A-B ( $cl_{AB}$ ), en el extremo empotrado (B) y en el centro del claro B-C ( $cl_{BC}$ ).

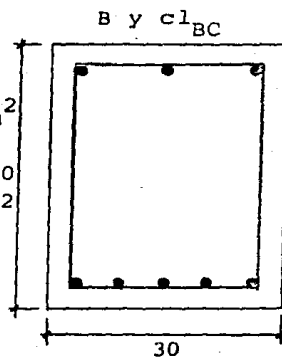
---

(Ver siguiente hoja).



$$A'_S = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 3.81 \text{ cm}^2$$



$$A'_S = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 9.51 \text{ cm}^2$$

- Constantes:

$$E_c = 10^4 \sqrt{f'c} = 10^4 \sqrt{200} = 141,421 \text{ kg/cm}^2$$

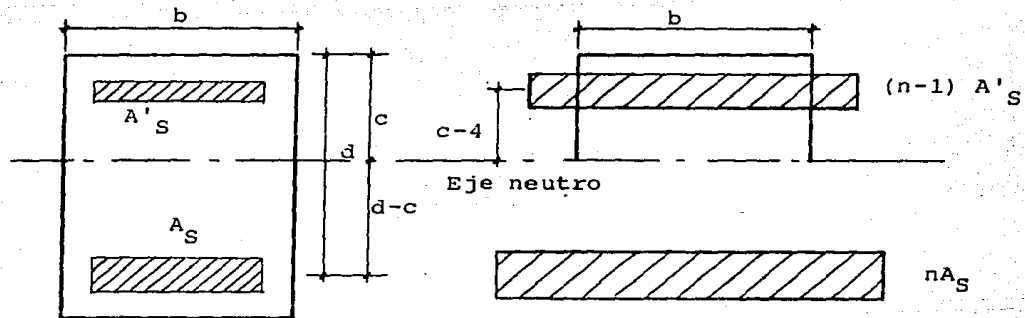
$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{141,421} = 14$$

$$(n - 1) = 14 - 1 = 13$$

- Cálculo de los momentos de inercia.

Sección transformada.



Tomando momentos de las áreas con respecto al eje neutro:

$$n A_S (d - c) = bc \frac{c}{2} + (n - 1) A'_S (c - 4) \quad \text{--- (1)}$$

Cálculo de  $I_{CLAB}$ :

$$nA_S = 14 (3.81) = 53.34 \text{ cm}^2$$

$$(n - 1) A'_S = 13(3.81) = 49.53 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación (1):

$$53.34 (36 - c) = 15 c^2 + 49.53 (c - 4)$$

$$c^2 + 6.86 c - 141.22 = 0$$

$$\therefore c = 8.94 \text{ cm}$$

$$n A_S (d - c)^2 = 53.34 (36 - 8.94)^2 = 39,058$$

$$\frac{bc^3}{3} = \frac{30 (8.94)^3}{3} = 7,145$$

$$(n - 1) A'_S (c - 4)^2 = 49.53 (8.94 - 4)^2 = \frac{1,209}{3}$$

$$I_{c1AB} = 47,412 \text{ cm}^4$$

Cálculo de  $I_B$  y  $I_{ClBC}$  :

$$n A_S = 14 (9.51) = 133.14 \text{ cm}^2$$

$$(n - 1) A'_S = 13(3.81) = 49.53 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación (1) :

$$133.14 (36 - c) = 15 c^2 + 49.53 (c - 4)$$

$$c^2 + 12.18 c - 332.74 = 0$$

$$\therefore c = 13.14 \text{ cm}$$

$$n A_S (d - c)^2 = 133.14 (36 - 13.14)^2 = 69,576$$

$$\frac{bc^3}{3} = \frac{30(13.14)^3}{3} = 22,687$$

$$(n-1) A'_S (c-4)^2 = 49.53 (13.14 - 4)^2 = 4,138$$

$$I_B = I_{ClBC} = 96,401 \text{ cm}^4$$



$$\therefore I_{AB} = \frac{2I_{ClAB} + I_B}{3} = \frac{2(47,412) + 96,401}{3} = 63,742 \text{ cm}^4$$

$$I_{BC} = I_B = I_{ClBC} = 96,401 \text{ cm}^4$$

- Deflexión del claro A-B. (Método de la doble integración).

$$\begin{aligned} EI \frac{d^2 y}{dx^2} &= V_A x - \frac{\omega_1 a}{2} (2x - a) - \frac{\omega_2 (x - a)^2}{2} = \\ &= V_A x - \omega_1 a x + \frac{\omega_1 a^2}{2} - \frac{\omega_2 x^2}{2} + \omega_2 a x - \frac{\omega_2 a^2}{2} \end{aligned}$$

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = \left[ V_A - (\omega_1 - \omega_2) a \right] x + \frac{(\omega_1 - \omega_2) a^2}{2} - \frac{\omega_2 x^2}{2}$$

$$EI \frac{dy}{dx} = \frac{\left[ V_A - (\omega_1 - \omega_2) a \right] x^2}{2} + \frac{(\omega_1 - \omega_2) a^2 x}{2} - \frac{\omega_2 x^3}{6} + C_1$$

$$EI y = \frac{\left[ V_A - (\omega_1 - \omega_2) a \right] x^3}{6} + \frac{(\omega_1 - \omega_2) a^2 x^2}{4} - \frac{\omega_2 x^4}{24} + C_1 x + C_2 \quad \text{--- (1)}$$

$$\text{Para } x = 0, \quad y = 0 \quad \therefore C_2 = 0$$

Para  $x = L_1$ ,  $y = 0$

$$\begin{aligned} \therefore C_1 &= \frac{2 L_1^3}{24} - \frac{[V_A - (\omega_1 - \omega_2) a] L_1^2}{6} - \frac{(\omega_1 - \omega_2) a^2 L_1}{4} = \\ &= \frac{1.81 (3.35)^3}{24} - \frac{[3.04 - (3.53 - 1.81) 1.55] 3.35^2}{6} - \frac{(3.53 - 1.81) (1.55)^2 3.35}{4} = \\ &= -1.325 \text{ T-m}^2 = -1.325 \times 10^7 \text{ kg-cm}^2 \end{aligned}$$

Además:  $E = 141,421 \text{ kg/cm}^2$

$$I_{AB} = 63,742 \text{ cm}^4$$

$$V_A = 3,040 \text{ kg}$$

$$\omega_1 = 35.3 \text{ kg/cm}$$

$$\omega_2 = 18.1 \text{ kg/cm}$$

$$a = 155 \text{ cm}$$

$$L_1 = 335 \text{ cm}$$

Sustituyendo en la ecuación (1) y despejando y:

$$y = \frac{\left[ 3,040 - (35.3 - 18.1) 155 \right] x^3}{6} + \frac{(35.3 - 18.1) (155)^2 x^2}{4} - \frac{18.1 x^4}{24} + (-1.325 \times 10^7) x$$

$$141,421 \quad (63,742)$$

$$y = \frac{62,333 x^3 + 103,307.5 x^2 - 0.7542 x^4 + (-1.325 \times 10^7) x}{141,425 \quad (63,742)}$$

∴ Para  $x = 260 \text{ cm}$  ;  $y_{\text{máx}} = 0.132 \text{ cm} \uparrow$

∴ O.K. por flecha.

#### Deflexión del claro B-C.

(Por sencillez,  $x$  se medirá a partir del eje C).

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = V_C x - \frac{\omega_4 d}{2} (2x - d) - \frac{\omega_3 (x - d)^2}{2} =$$

$$= V_C x - \omega_4 dx + \frac{\omega_4 d^2}{2} - \frac{\omega_3 x^2}{2} + \omega_3 dx - \frac{\omega_3 d^2}{2}$$

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = \left[ v_C - (\omega_4 - \omega_3) d \right] x + \frac{(\omega_4 - \omega_3) d^2}{2} - \frac{3 x^2}{2}$$

$$EI \frac{dy}{dx} = \frac{\left[ v_C - (\omega_4 - \omega_3) d \right] x^2}{2} + \frac{(\omega_4 - \omega_3) d^2 x}{2} - \frac{3 x^3}{6} + C_3$$

$$EI y = \frac{\left[ v_C - (\omega_4 - \omega_3) d \right] x^3}{6} + \frac{(\omega_4 - \omega_3) d^2 x^2}{4} - \frac{3 x^4}{24} + C_3 x + C_4 \quad \dots (2)$$

Para  $x = 0, y = 0 \therefore C_4 = 0$

Para  $x = L_2, y = 0$

$$C_3 = \frac{3 L_2^3}{24} - \frac{\left[ v_C - (\omega_4 - \omega_3) d \right] L_2^2}{6} - \frac{(\omega_4 - \omega_3) d^2 L_2}{4}$$

$$= \frac{2.96 (4.85)^3}{24} - \frac{\left[ 6.27 - (3.19 - 2.96) 3.35 \right] (4.85)^2}{6} - \frac{(3.19 - 2.96) (3.35)^2 4.85}{4}$$

$$C_3 = 10.62 \text{ T-m}^2 = -10.62 \times 10^7 \text{ kg-cm}^2$$

Además:  $E = 141,421 \text{ kg/cm}^2$

$$I_{BC} = 96,401 \text{ cm}^4$$

$$V_C = 6,270 \text{ kg}$$

$$\omega_4 = 31.9 \text{ kg/cm}$$

$$\omega_3 = 29.6 \text{ kg/cm}$$

$$d = 335 \text{ cm}$$

$$L_2 = 485 \text{ cm}$$

Sustituyendo en la ecuación (2) y despejando y:

$$y = \frac{\left[ 6,270 - (31.9 - 29.6) 335 \right] x^3}{6} + \frac{(31.9 - 29.6) (335)^2 x^2}{4} - \frac{29.6 x^4}{24} + (-10.62 \times 10^7) x$$

$$y = \frac{141,421 (96,401)}$$

$$\therefore \text{Para } x = 216 \text{ cm, } y_{\text{máx}} = -0.981 \text{ cm} \downarrow$$

Obtención de la carga para calcular la deflexión real.

$$\text{En forma aproximada, } \omega_{\text{murete}} = 0.23 \cdot \frac{3.35}{4.85} = 0.16 \text{ T/m}$$

$$\omega_{\text{servicio}} = \omega_3 = 2.96 \text{ T/m}$$

Del análisis de cargas:  $CM = 0.71 \text{ T/m}^2$

$$CV = \frac{0.28}{0.99} \text{ "}$$

$$w = 0.99 \text{ T/m}^2$$

$$\therefore \omega_{CM} = \frac{0.71}{0.99} (2.96) + 0.16 = 2.28 \text{ T/m}$$

$$\omega_{CV} = \frac{0.28}{0.99} (2.96) = 0.84 \text{ T/m}$$

Carga viva para calcular deflexiones diferidas:  $w = 0.070 \text{ T/m}^2$  (Apéndice No. 2)

$$\therefore \omega_{CVdd} = \frac{0.070}{0.99} (2.96) = 0.21 \text{ T/m}$$

$$\therefore \omega_{CM} + \omega_{CVdd} = 2.28 + 0.21 = 2.49 \text{ T/m}$$

$$\therefore y_i \text{ real} = \frac{\omega_{CM} + \omega_{CVdd}}{\omega_{servicio}} (y \text{ calc.}) = \frac{2.49}{2.96} (0.981) = 0.825 \text{ cm}$$

Deflexión diferida.

$$y_d = \left( 2 - 1.2 \frac{A'_S}{A_S} \right) y_i \geq 0.6 y_i$$

$$\frac{A'_S}{A_S} = \frac{3.81}{9.51} = 0.40$$

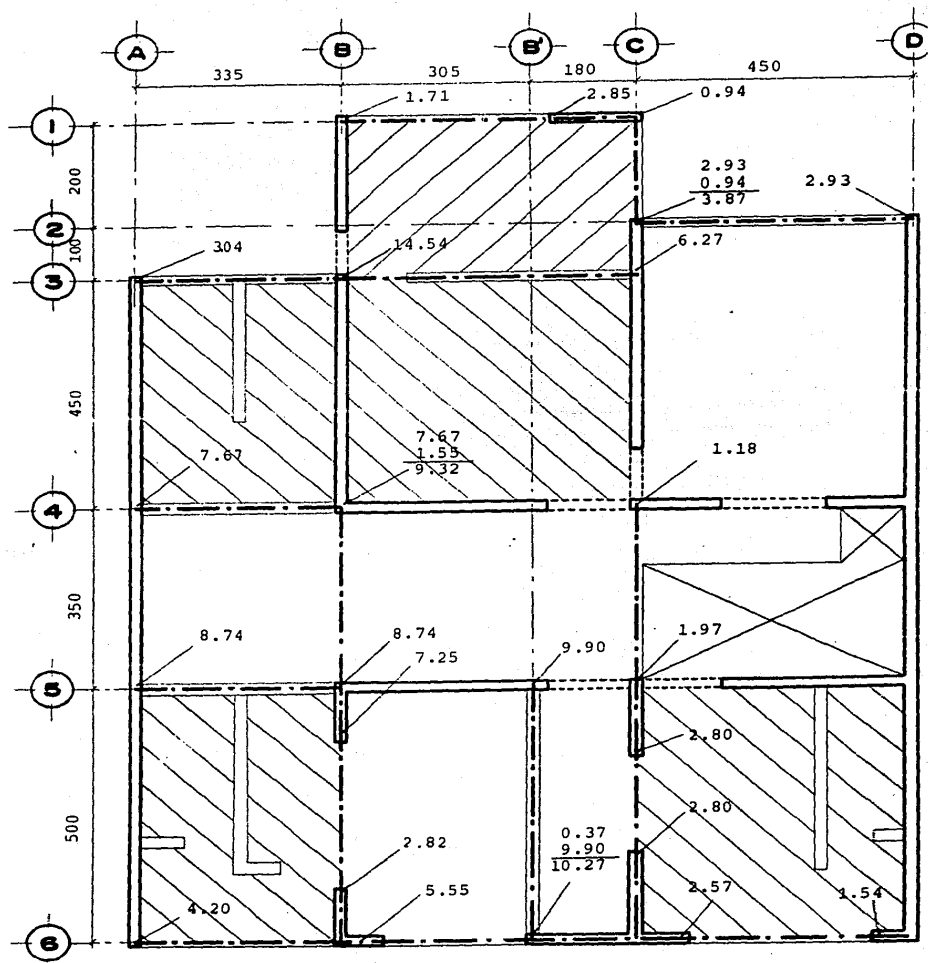
$$\therefore y_d = \left[ 2 - 1.2 (0.40) \right] 0.825 = 1.52 (0.825) = 1.254 \text{ cm}$$

$$\text{Diferencia de cargas vivas} = 0.84 - 0.21 = 0.63 \text{ T/m}$$

$$\therefore y_{i2} = \frac{0.63}{2.49} (0.825) = 0.209 \text{ cm}$$

$$\therefore y = y_i + y_d + y_{i2} = 0.825 + 1.254 + 0.209 = 2.288 \text{ cm}$$

$$y_{\text{perm}} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{240} = 0.5 + \frac{485}{240} = 2.521 \text{ cm} > y$$



CUBIERTA DE PLANTA BAJA.



CUBIERTA DE PLANTA BAJA

Tabla de momentos y separación de Barras.

TABLERO	MOMENTO	CLARO	K	M = Kw <sub>1</sub> <sup>2</sup> (T-m)	Mu (T-m)	TABLERO ADYACENTE	MOMENTO AJUSTADO	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	BARRAS # 2.5 SEPARACION TEORICA, S (cm)
(A)	(-) Borde	corto	0.088	0.689	0.965	C	1.010	5.07	10
w = 0.87T/m <sup>2</sup>	continuo								
R = 1.707	(-) Borde	corto	0.044	0.345	0.483			2.23	22
m = 0.62	discontinuo	largo	0.029	0.227	0.318			1.44	34
h = 10 cm	(+) centro	corto	0.067	0.525	0.735			2.53	19
3 B Disc.	del claro	largo	0.044	0.345	0.483			1.60	31
(B)	(-) Borde	corto	0.079	1.082	1.515	C		5.55	8
w = 1.22T/m <sup>2</sup>	continuo								
R = 1.528	(-) Borde	corto	0.039	0.534	0.748			2.57	19
m = 0.74	discontinuo	largo	0.029	0.397	0.556			1.92	25
h = 12 cm	(+) centro	corto	0.060	0.821	1.149			3.16	16
3 B Disc.	del claro	largo	0.044	0.602	0.843			1.84	27
(C)	(-) Borde	corto	0.038	0.770	1.078	A F B D	1.048	5.30	9
w = 1.00T/m <sup>2</sup>	continuo						0.980	4.95	10
R = 1.138	(-) Borde	corto	0.033	0.668	0.935			4.63	11
m = 0.93	continuo	largo					1.031	5.20	10
h = 10 cm	(+) Centro	corto	0.029	0.587	0.822			2.84	17
T interior	del claro	largo	0.025	0.506	0.708			2.43	20
(D)	(-) Borde	corto	0.063	0.970	1.358	C	1.172	4.17	12
w = 0.76T/m <sup>2</sup>	continuo	largo	0.049	0.754	1.056	G		3.72	13
R = 2.222	(-) Borde	corto	0.031	0.477	0.668			2.29	22
m = 0.82	discontinuo	largo	0.025	0.385	0.539			1.84	27
h = 12 cm	(+) centro	corto	0.047	0.723	1.012			2.77	18
2 B Disc.	del claro	largo	0.037	0.569	0.797			2.20	22

TABLERO	MOMENTO	CLARO	K	$M = K w a_1^2$ (T-m)	$M_u$ (T-m)	TABLERO ADYACENTE	MOMENTO AJUSTADO	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	BARRAS # 2.5 SEPARACION TEORICA, S (cm)	
W R = 0.71T/m <sup>2</sup> m = 1.528 h = 10 cm	(E) (-) Borde	corto	0.061	0.486	0.680	F	0.619	2.92	17	
	continuo								1.57	31
	(-) Borde	corto	0.031	0.247	0.346				1.46	33
m = 0.96 h = 10 cm	discontinuo	largo	0.029	0.231	0.323	C I J E	0.869	1.76	28	
	(+) centro	corto	0.046	0.367	0.514				1.68	29
	del claro	largo	0.044	0.351	0.491					
W R = 0.71T/m <sup>2</sup> m = 1.463 h = 10 cm	(F) (-) Borde	corto	0.061	0.531	0.743	E	0.559	4.26	12	
	continuo	largo	0.041	0.357	0.500				2.61	19
	(-) B.Disc	largo	0.021	0.183	0.256				1.20	35
h = 10 cm 1 B Disc.	(+) centro	corto	0.046	0.400	0.560			1.92	26	
	del claro	largo	0.031	0.270	0.378			1.60	31	
W R = 0.71T/m <sup>2</sup> R = 0 h = 10 cm	(G)			$M = \frac{w l^2}{2} = 0.355$	0.497	D		2.30	21	
W R = 1.33T/m <sup>2</sup> m = 1.528 h = 10 cm	(H) (-) Borde	corto	0.049	0.731	1.023	J F		5.15	10	
	continuo	largo	0.033	0.493	0.690				3.29	15
	discontinuo	largo	0.074	1.105	1.547				5.69	9
h = 10 cm 4 B Disc.	(+) centro	corto	0.074	1.105	1.547			3.68	13	
	del claro	largo	0.050	0.746	1.044					
W R = 0.71T/m <sup>2</sup> R = 1.679 m = 0.61 h = 10 cm	(I) (-) Borde	corto	0.077	0.509	0.713	J F		3.41	14	
	continuo	largo	0.049	0.324	0.454				2.09	24
	(-) Borde	corto	0.039	0.258	0.361				1.64	30
h = 10 cm 2 B Disc.	discontinuo	largo	0.025	0.165	0.231			1.20	35	
	(+) centro	corto	0.059	0.390	0.546			1.84	27	
	del claro	largo	0.037	0.244	0.342			1.60	31	

TABLERO	MOMENTO	CLARO	K	M = Kw <sub>1</sub> <sup>2</sup> (T-m)	Mu (T-m)	TABLERO ADYACENTE	MOMENTO AJUSTADO	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	BARRAS # 2.5 SEPARACION TEORICA, S (cm)			
W R = E = h = 2 B	(J)	(-) Borde	corto	0.090	0.207	I F		1.32	35			
	= 0.71 T/m <sup>2</sup>	continuo	largo	0.049	0.113					1.20	35	
	= 2.844	(-) Borde	corto	0.045	0.104					1.20	35	
	= 0.36	discontinuo	largo	0.025	0.058					1.20	35	
	= 10 cm	(+) centro	corto	0.068	0.156					1.60	31	
Disc.	del claro	largo	0.037	0.085	0.119	1.60	31					
W R = E = h = 4 B	(K)	(-) Borde	corto	0.038	0.923			3.58	14			
	= 1.20T/m <sup>2</sup>	discontinuo	largo	0.033	0.802					1.123	3.08	16
	= 0.90	(+) centro	corto	0.057	1.385					1.939	4.49	11
	= 14 cm	del claro	largo	0.050	1.215					1.701	3.90	13
	Disc.											

Ajuste de momentos.

Tableros (A) y (C)

M deseq =	1.078	-	0.965	=	0.113	T-m
M a dist. =	2/3	(0.113)	=	0.075	T-m	
Tablero	(A)		(C)			
Rigidez	1.707		1.138			
F. D.	0.60		0.40			
Mu	-	0.965	+	1.078		
Distr.	-	0.045	-	0.030		
M.ajust.	-	1.010	-	1.048		

Tableros (B) y (C)

M deseq. =	1.515	-	0.935	=	0.580	T-m
0.580 >	0.935/2					

Tableros (C) y (D)

M deseq =	1.358	-	0.935	=	0.423	T-m
M. a dis =	2/3	(0.423)	=	0.282	T-m	
Tablero	(C)		(D)			
Rigidez	1.138		2.222			
F. D.	0.339		0.661			
Mu	-	0.935	+	1.358		
Dist.	-	0.096	-	0.186		
M ajust.	-	1.031	+	1.172		

Tableros (C) y (F)

$$\begin{array}{l}
 M \text{ deseq.} = 1.078 - 0.743 = 0.335 \text{ T-m} \\
 M. \text{ a dist.} = 2/3 (0.335) = 0.223 \text{ T-m} \\
 \text{Tablero} \quad \quad \quad (C) \quad \quad \quad (F) \\
 \text{Rigidez} \quad \quad 1.138 \quad \quad 1.463 \\
 \text{F. D.} \quad \quad \quad \underline{0.438} \quad \quad \underline{0.562} \\
 \text{Mu} \quad \quad \quad + 1.078 \quad \quad - 0.743 \\
 \text{Distr.} \quad \quad \quad \underline{- 0.098} \quad \quad \underline{- 0.125} \\
 \text{M. ajust} \quad + 0.980 \quad \quad - 0.869
 \end{array}$$

Tableros (D) y (G)

$$\begin{array}{l}
 M \text{ deseq} = 1.056 - 0.497 = 0.559 \text{ T-m} \\
 0.559 > 0.497/2
 \end{array}$$

Tableros (E) y (F)

$$\begin{array}{l}
 M \text{ deseq} = 0.680 - 0.500 = 0.180 \text{ T-m} \\
 M. \text{ a dist.} = 2/3 (0.180) = 0.12 \text{ T-m} \\
 \text{Tablero} \quad \quad \quad (E) \quad \quad \quad (F) \\
 \text{Rigidez} \quad \quad 1.528 \quad \quad 1.463 \\
 \text{F. D.} \quad \quad \quad \underline{0.511} \quad \quad \underline{0.489} \\
 \text{Mu} \quad \quad \quad + 0.680 \quad \quad - 0.500 \\
 \text{Distr.} \quad \quad \quad \underline{- 0.061} \quad \quad \underline{- 0.059} \\
 \text{M. ajust.} \quad + 0.619 \quad \quad - 0.559
 \end{array}$$

Tableros (F) e (I)

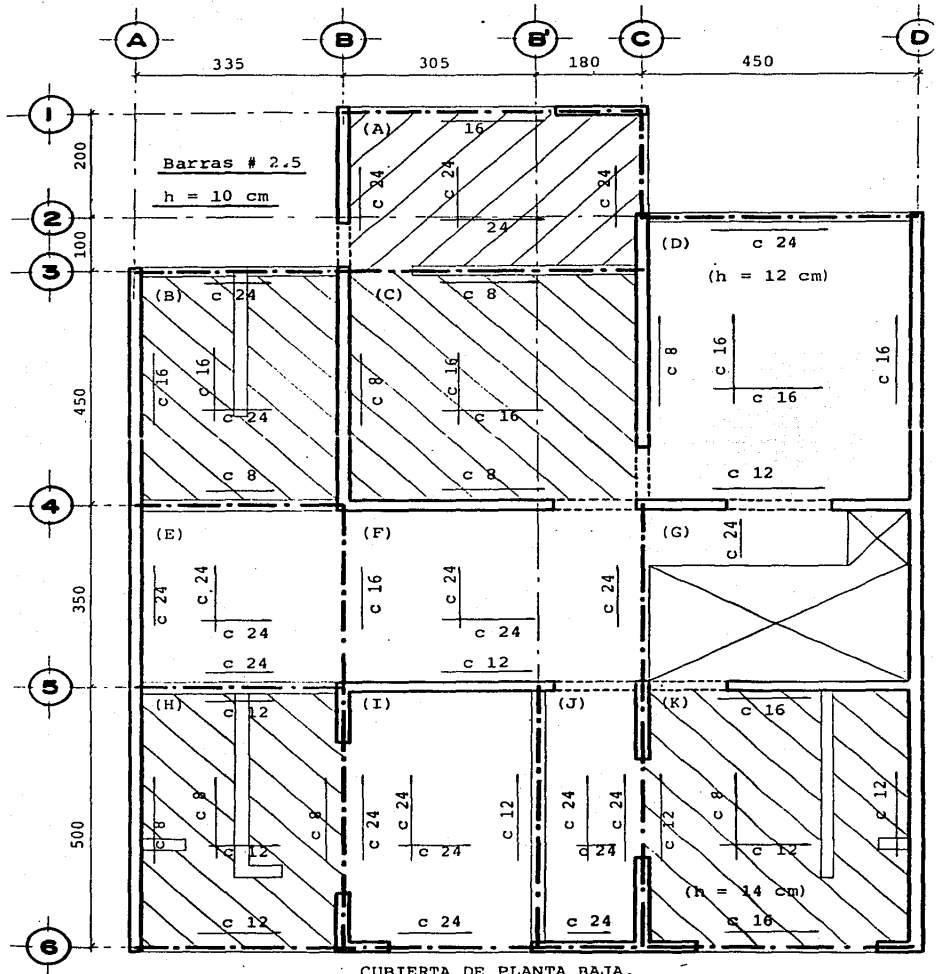
$$\begin{array}{l}
 M \text{ deseq.} = 0.743 - 0.454 = 0.289 \text{ T-m} \\
 0.289 > 0.454/2
 \end{array}$$

Tableros (F) y (J)

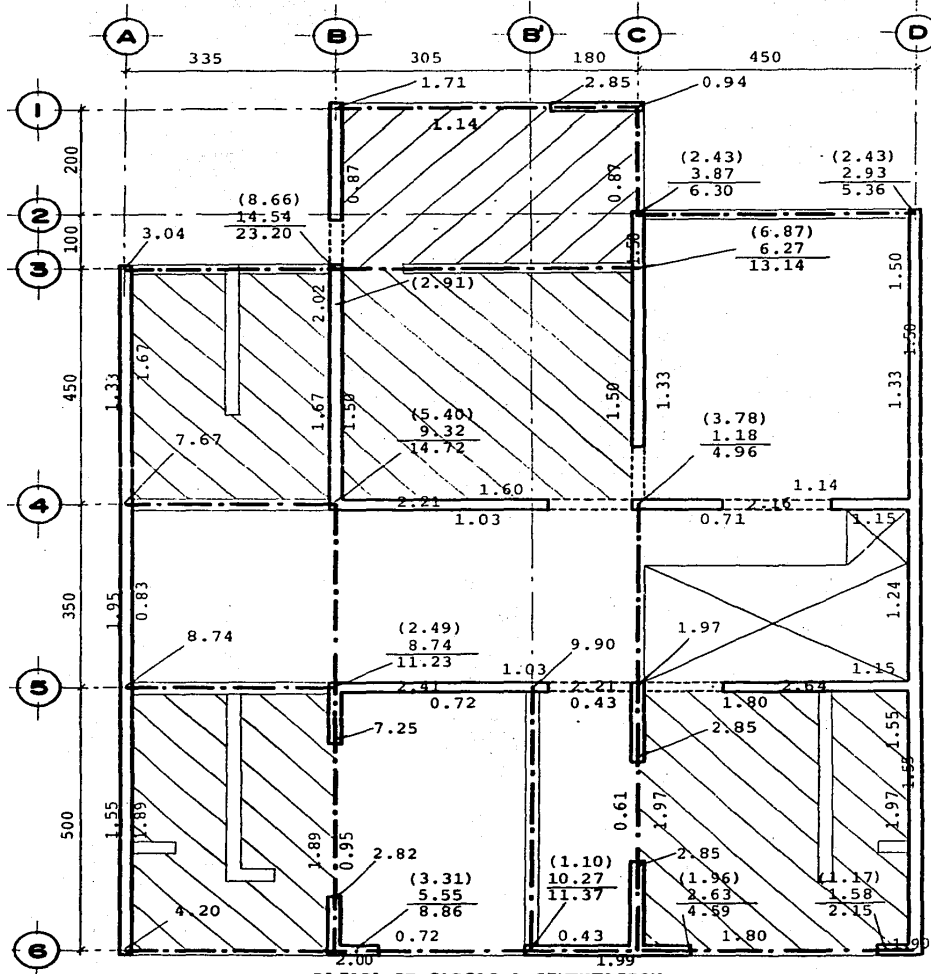
$$\begin{array}{l}
 M \text{ deseq.} = 0.743 - 0.158 = 0.585 \text{ T-m} \\
 0.585 > 0.158/2
 \end{array}$$

Tableros (I) y (J)

$$\begin{array}{l}
 M \text{ deseq.} = 0.713 - 0.290 = 0.423 \text{ T-m} \\
 0.423 > 0.290/2
 \end{array}$$



CUBIERTA DE PLANTA BAJA.



BAJADA DE CARGAS A CIMENTACION.

Cimentación.

La cimentación estará constituida por zapatas corridas y trabes de liga, ambas de concreto reforzado.

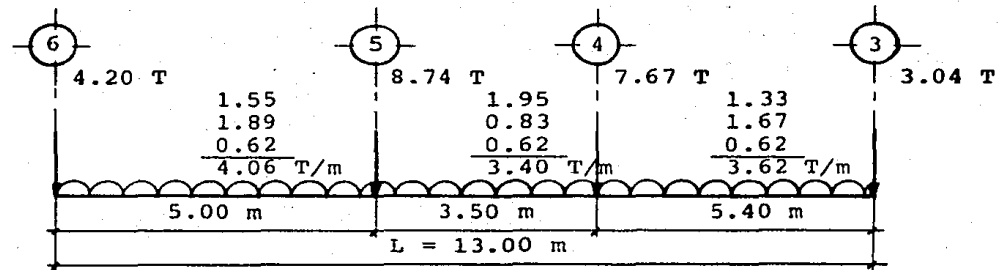
Capacidad de carga supuesta del terreno:  $f_t = 10.0 \text{ ton/m}^2$

Profundidad de desplante considerada:  $\text{prof} = 0.60 \text{ m}$

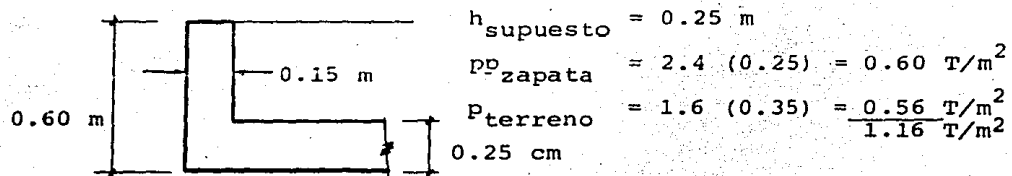
$\gamma_{\text{terreno}} = 1.6 \text{ ton/m}^3$  ;  $\gamma_{\text{conc.ref}} = 2.4 \text{ T/m}^3$

Zapata corrida Eje (A)

CARGAS:



$$\Sigma P = 4.20 + 4.06 (5.0) + 8.74 + 3.40 (3.5) + 7.67 + 3.62 (4.5) + 3.04 = 72.14 \text{ T}$$



$$\therefore f_{t1} = 10.0 - 1.16 = 8.84 \text{ T/m}^2$$

$$P_u = F_C \cdot P = 1.4 (72.14) = 101.00 \text{ T}$$

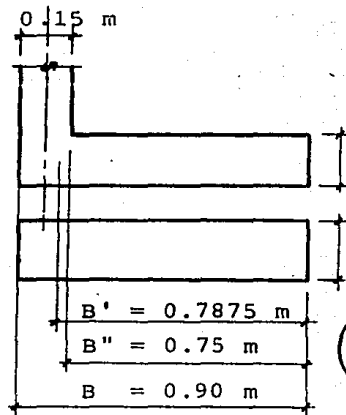
$$f_{t1} = \frac{P_u}{A} = \frac{P_u}{BL}$$

$$\text{Despejando B: } B = \frac{P_u}{f_{t1} L} = \frac{101.00}{8.84 (13.0)} = 0.88 \text{ m} \approx 0.90 \text{ m}$$

$$q = \frac{P_u}{A_{\text{real}}} = \frac{100.70}{0.90 (13.0)} = 8.61 \text{ T/m}^2$$



Refuerzo por flexión.



$$M_u = \frac{q (B')^2}{2} = \frac{8.61 (0.7875)^2}{2} = 2.67 \text{ T-m}$$

$$d = h - 3 \text{ cm} - \frac{\phi}{2} \text{ barras \# 4}$$

$$d = 25 - 3 - \frac{1.27}{2} = 21.4 \approx 21 \text{ cm}$$

$$8.61 \text{ T/m}^2 \quad \frac{M_u}{bd^2} = \frac{2.67 \times 10^5}{100 (21)^2} = 6.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

(Ver 4.4.1  
NTC-77)

De la gráfica del apéndice No. 4:

$$p = P_{\min} = 0.0024$$

$$A_s = pbd = 0.0024 (100) (21) = 5.04 \text{ cm}^2$$

$$S_{\#4} = \frac{a_s}{A_s} 100 = \frac{1.27}{5.04} (100) = 25.2 \text{ cm} = 25$$

Revisión por cortante.

$$V_u = (B'' - d) q = (0.75 - 0.21) 8.61 = 4.65 \text{ T}$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f \cdot c}$$

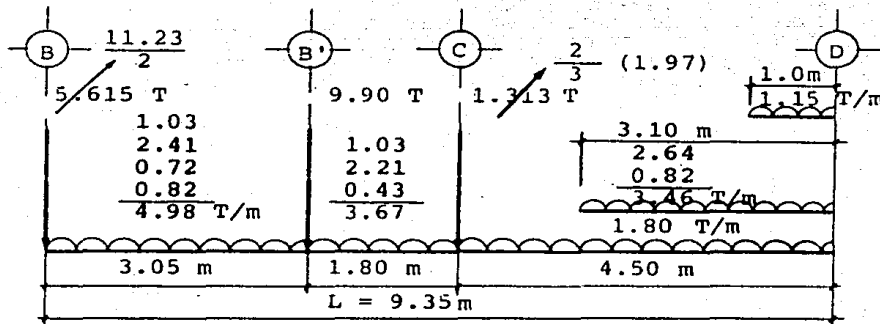
$$= 0.8 (100) (21) \left[ 0.2 + 30 (0.0024) \right] \sqrt{160} = 5,780 \text{ kg} > V_u$$

$$A_{s \text{ longitudinal}} = 0.002 (100) (21) = 4.20 \text{ cm}^2$$

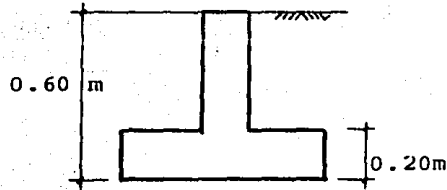
$$S_{\#3} = \frac{0.71}{4.20} (100) = 16.9 \approx 15 \text{ cm}$$

Zapata corrida Eje (5).

Cargas:



$$\Sigma P = 5.615 + 4.98 (3.05) + 9.90 + 3.67 (1.80) + 1.313 + 1.76 (4.50) + 3.46 (3.10) + 1.15 (1.0) = 58.42$$



$$h_{\text{supuesto}} = 0.20 \text{ m}$$

$$pp_{\text{zapata}} = 2.4 (0.20) = 0.48 \text{ T/m}^2$$

$$pp_{\text{terreno}} = 1.6 (0.40) = \frac{0.64 \text{ T/m}^2}{1.12 \text{ T/m}^2}$$

$$\therefore f_{t1} = 10.0 - 1.12 = 8.88 \text{ T/m}^2$$

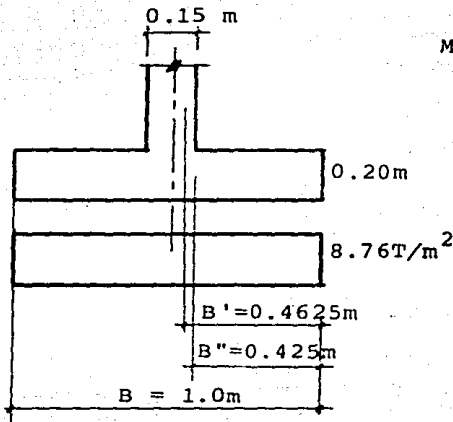
$$Pu = Fc \cdot P = 1.4 (58.42) = 81.79 \text{ T}$$

$$f_{t1} = \frac{Pu}{A} = \frac{Pu}{BL}$$

$$\text{Despejando } B: \quad B = \frac{Pu}{f_{t1} \cdot L} = \frac{81.79}{8.88 (9.35)} = 0.99 \approx 1.00 \text{ m}$$

$$q = \frac{Pu}{A_{\text{real}}} = \frac{81.90}{1.0 (9.35)} = 8.76 \text{ T/m}^2$$

Refuerzo por flexión.



$$M_u = \frac{q (B')^2}{2} = \frac{8.76(0.4625)^2}{2} = 0.94 \text{ T-m}$$

$$d = h - 3 \text{ cm} - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 20 - 3 - \frac{0.95}{2} \approx 16.5 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.94 \times 10^5}{100 (16.5)^2} = 3.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

De la gráfica del apéndice No. 4:

$$p = p_{\min} = 0.0024$$

$$A_s = pbd = 0.0024 (100) (16.5) = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$S_{\#3} = \frac{a_s}{A_s} 100 = \frac{0.71}{3.96} (100) = 17.9 \text{ cm} \approx S = 15 \text{ cm}$$

$$A_{Sreal} = \frac{a_s}{S} (100) = \frac{0.71}{15} (100) = 4.73 \text{ cm}^2$$

$$P_{real} = \frac{A_{Sreal}}{bd} = \frac{4.73}{100 (16.5)} = 0.0030$$

Revisión por cortante.

$$V_u = (B'' - d) q = (0.425 - 0.165) 8.76 = 2.28 \text{ T}$$

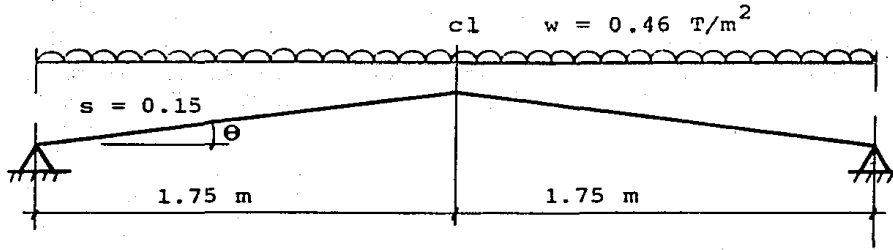
$$V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + 30p) \sqrt{f \cdot c}$$

$$= 0.8 (100) (16.5) \left[ 0.2 + 30 (0.0030) \right] \sqrt{160} = 4,842 \text{ kg} > V_u$$

$$A_{S\text{longitudinal}} = 0.002 (100) (16.5) = 3.30 \text{ cm}^2$$

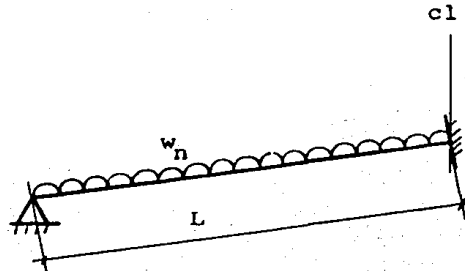
$$S_{\#3} = \frac{0.71}{3.30} (100) = 21.5 \approx 20 \text{ cm}$$

Losa a dos aguas.



$$\theta = \tan^{-1} 0.15 = 8.531^\circ$$

- La losa se considerará trabajando en una dirección (claro corto) apoyada en los extremos y en la cubriera. (Ver "Advanced Reinforced Concrete, Clarence W. Dunham").



$$h = 10.0 \text{ cm}$$

$$d = 10.0 - 2 = 8.0 \text{ cm}$$

$$w_n = 0.46 \cos 8.531^\circ = 0.455 \text{ T/m}^2$$

$$L = \frac{1.75}{\cos \theta} = 1.77 \text{ m}$$

$$M_{(-)} = \frac{w_n L^2}{8} = \frac{0.455 (1.77)^2}{8} = 0.178 \text{ T-m}$$

$$M_{(+)} = \frac{9 w_n L^2}{128} = \frac{9 (0.455) (1.77)^2}{128} = 0.10 \text{ T-m}$$

$$Mu_{(-)} = 1.4 (0.178) = 0.249 \text{ T-m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{Mu}{bd^2} &= \frac{0.249 \times 10^5}{100 (8)^2} = 3.9 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4,200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

Utilizando la gráfica del apéndice 4:

$$p = p_{\min} = 0.0024$$

$$A_s = pbd = 0.0024 (100) (8) = 1.92 \text{ cm}^2 = A_{ST}$$

$$S_{\#2.5} = \frac{Av}{A_s} 100 = \frac{0.49}{1.92} (100) = 25.5 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

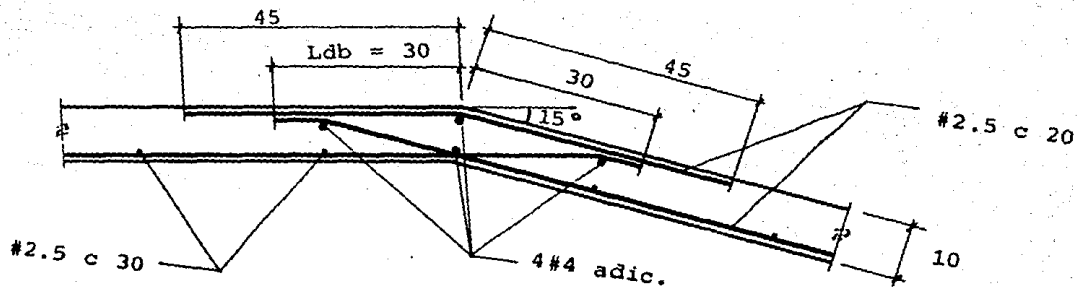
∴ barras # 2.5 c 20 en el sentido corto.

$$A_{SL} = P_{temp} bd = 0.002 (100) 8 = 1.60 \text{ cm}^2$$

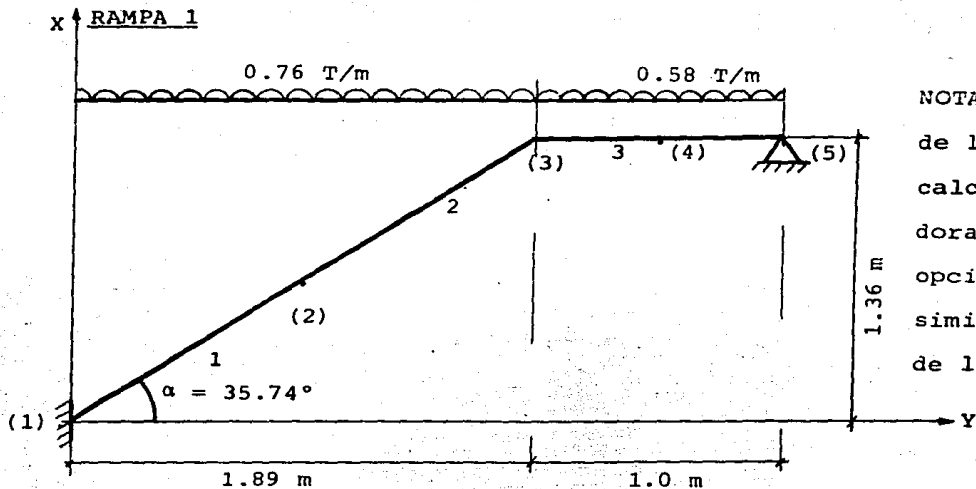
$$S_{\#2.5} = \frac{0.49}{1.60} (100) = 30.6 \text{ cm}$$

∴ barras # 2.5 c 30 en el sentido largo.

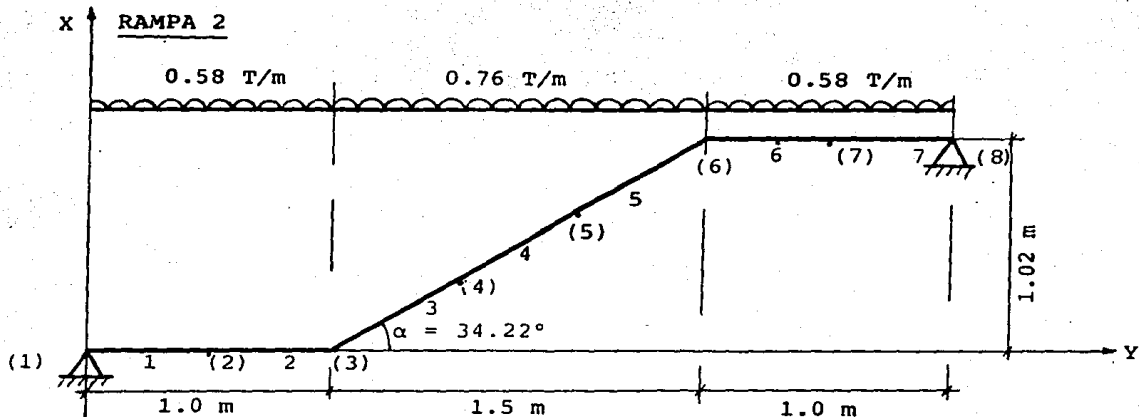
- Detalle de armado de la cumbrera. (Ver 20.2 Concreto Reforzado; Ings. González y Cuevas, 2a. Edición).







NOTA: El análisis estructural de las rampas de escalera se calculó por medio de computadora, más se puede tener la opción de obtener resultados similares empleando el Método de las Flexibilidades.



ANALISIS ESTRUCTURAL DE RAMPA 1.

NUMERO DE MIEMBROS= 4  
 NUMERO DE NUDOS = 5  
 NUMERO DE CARGAS = 1  
 E GLOBAL = 141421.  
 NUM. DE SECCIONES = 1

D A T O S     D E     L O S     N U D O S

NUDO	GIRO	TRAS.Y	TRAS.X	COORDENADAS-X	CORDENADAS-Y
1	1	1	1	.000	.000
2	0	0	0	94.000	68.000
3	0	0	0	189.000	136.000
4	0	0	0	289.000	136.000
5	0	1	1	289.000	136.000

D A T O S     D E     L O S     M I E M B R O S

MIEM.	N1	N2	M. INERCIA	AREA	MOD. ELAST.	LONGITUD	TIPO
1	1	2	10000.000	300.000	141421.000	116.423	0
2	2	3	10000.000	300.000	141421.000	116.423	0
3	3	4	10000.000	300.000	141421.000	50.000	0
4	4	5	10000.000	300.000	141421.000	50.000	0

## DATOS DE ENTRADA PARA CONDICION DE CARGA 1

MIEMBRO	CARGA	PRINCIPIA	TRMINA	ALFA
1	7.600	.000	116.423	35.738
2	7.600	.000	116.423	35.738
3	5.800	.000	50.000	.000
4	5.800	.000	50.000	.000

## DESPLAZAMIENTOS Y GIROS DE LOS NUDOS PAR CONDICION DE CARGA 1

NUDO	GIRO	DESPL. VERT.	DESPL. HOR.
1	.0000000	.0000000	.0000000
2	-.0002234	-.0473338	.0276666
3	.0003967	-.0208875	.0039715
4	.0001641	-.0090601	.0019957
5	.0002005	.0000000	.0000000

## MOMENTOS Y CORTANTES PARA CONDICION DE CARGA 1

MIEM.	MOMENTO1	MOMENTO2	CORTANTE1	CORTANTE2	AXIAL1	AXIAL2
1	35708.54	16344.99	806.21	-88.01	2666.41	-2149.61
2	-16344.99	-15216.34	88.01	630.19	2149.61	-1632.81
3	15216.34	-338.17	442.16	-152.16	1693.43	-1693.43
4	338.17	.00	152.16	137.84	1693.43	-1693.43

ANALISIS ESTRUCTURAL DE RAMPA 2.

NUMERO DE MIEMBROS= 7  
 NUMERO DE NUDOS = 8  
 NUMERO DE CARGAS = 1  
 E GLOBAL = 141421.  
 NUM. DE SECCIONES = 1

 DATOS DE LOS NUDOS
 

---

NUDO	GIRO	TRAS.Y	TRAS.X	COORDENADAS-X	COORDENADAS-Y
1	0	1	1	.000	.000
2	0	0	0	50.000	.000
3	0	0	0	100.000	.000
4	0	0	0	150.000	34.000
5	0	0	0	200.000	68.000
6	0	0	0	250.000	102.000
7	0	0	0	300.000	102.000
8	0	1	1	-350.000	102.000

 DATOS DE LOS MIEMBROS
 

---

MIEM.	N1	N2	M. INERCIA	AREA	MOD. ELAST.	LONGITUD	TIPO
1	1	2	10000.000	300.000	141421.000	50.000	0
2	2	3	10000.000	300.000	141421.000	50.000	0
3	3	4	10000.000	300.000	141421.000	60.465	0
4	4	5	10000.000	300.000	141421.000	60.465	0
5	5	6	10000.000	300.000	141421.000	60.465	0
6	6	7	10000.000	300.000	141421.000	50.000	0
7	7	8	10000.000	300.000	141421.000	50.000	0

## DATOS DE ENTRADA PARA CONDICION DE CARGA 1

MIEMBRO	CARGA	PRINCIPIA	TRMINA	ALFA
1	5.800	.000	50.000	.000
2	5.800	.000	50.000	.000
3	7.400	.000	60.465	34.216
4	7.400	.000	60.465	34.216
5	7.600	.000	60.465	34.216
6	5.800	.000	50.000	.000
7	5.800	.000	50.000	.000

1

## DESPLAZAMIENTOS Y GIROS DE LOS NUDOS PAR CONDICION DE CARGA 1

NUDO	GIRO	DESPL. VERT.	DESPL. HOR.
1	-.0112033	.0000000	.0000000
2	-.0101635	-.5424780	-.0000150
3	-.0073859	-.9873854	-.0000300
4	-.0026151	-1.2414690	.1727251
5	.0026363	-1.2406980	.1726242
6	.0073857	-.9856060	.0000303
7	.0101435	-.5412576	.0000152
8	.0111767	.0000000	.0000000

## MOMENTOS Y CORTANTES PARA CONDICION DE CARGA 1

MIEM.	MOMENTO1	MOMENTO2	CORTANTE1	CORTANTE2	AXIAL1	AXIAL2
1	-.03	56402.30	1273.05	-983.05	12.74	-12.74
2	-56402.71	98304.88	983.04	-693.04	12.74	-12.74
3	-98305.02	121034.00	565.91	-185.91	400.23	-141.83
4	-121033.90	120734.20	185.87	194.13	141.93	116.47
5	-120784.00	97556.79	-194.14	574.14	-116.50	374.90
6	-97556.59	56028.12	-685.56	975.56	12.86	-12.86
7	-56028.37	-.03	-975.56	1265.56	12.86	-12.86

TESIS CON  
FALLAS DE ORIGEN

## Refuerzo por Flexión.

Rampa 1

Nudo	M (T-m)	Mu (T-m)	$\frac{Mu}{bd^2}$	p	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	S, #3 (cm)
1	0.357	0.500	7.81	0.0024	1.92	37.0
2	0.163	0.228	3.56	0.0024	1.92	37.0
3	0.152	0.213	3.33	0.0024	1.92	37.0
4	0.036	0.050	0.78	0.0024	1.92	37.0

Rampa 2

Nudo	M (T-m)	Mu (T-m)	$\frac{Mu}{bd^2}$	p	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	S, (cm) #3      #4
2	0.564	0.790	12.34	0.0035	2.80	25.4      45.4
3	0.983	1.376	21.50	0.0063	5.04	14.1      25.2
4 - 5	1.238	1.733	27.08	0.0082	6.56	10.8      19.4
6	0.976	1.366	21.34	0.0063	5.04	14.1      25.2
7	0.560	0.784	12.25	0.0035	2.80	25.4      45.4

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - r = 10 - 2 = 8.0 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} \longrightarrow p$$

$$A_S = pbd$$

$$s = \frac{as}{A_S} \quad (100)$$

Revisión por cortante.

$$V_{\text{máx}} = V_{(1)} \text{ rampa } 2 = 1.273 \text{ T}$$

$$V_u = 1.4 (1.273) = 1.782 \text{ T}$$

$$V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30p) \sqrt{f \cdot c}$$

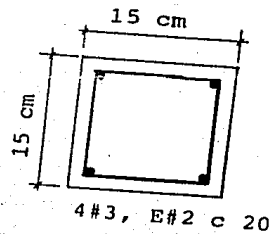
$$si = p = p_{\text{mín}} = 0.0024$$

$$V_{CR} = 0.8 (100) (8.0) \left[ 0.2 + 30 (0.0024) \right] \sqrt{160}$$

$$= 2,202 \text{ kg} > V_u \quad \underline{\text{O. K.}}$$

- Cálculo de la Resistencia de los Castillos Tipo K.

Sección propuesta:



$$P_R = f''c A_g + A_S f_y$$

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

$$A_g = (15)^2 = 225 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 4 (0.71) = 2.84 \text{ cm}^2$$

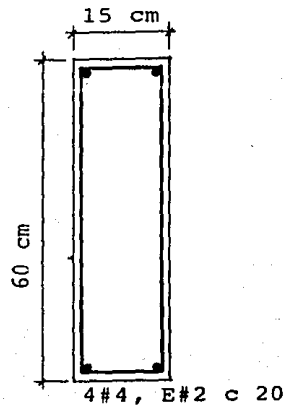
$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore P_R = 136 (225) + 2.84 (4,200) = 42,528 \text{ kg} = 42.5 \text{ T}$$



- Armado de contratraves y traves de liga.

Sección propuesta:



$$A_{\text{Stemp}} = 0.002 bd = 0.002 (15) (55) = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$2\#4 = 2 (1.27) = 2.54 \text{ cm}^2 > 1.65$$

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

1. Normas Técnicas Complementarias (NTC-77) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. 1977.
2. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
3. Normas de Emergencia en Materia de Construcciones para el Distrito Federal.
4. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. 2a. Edición. Limusa. Ing. Oscar M. González Cuevas. Ing. Francisco Robles F. - V.
5. Advanced Reinforced Concrete. Ing. Clarence W. Dunham.
6. Manual Altos Hornos de México, S. A. (AHMSA).

## A P E N D I C E S

- No. 1. Cargas Muertas.
- No. 2. Cargas Vivas.
- No. 3. Constantes de Cálculo.
- No. 4. Momentos Resistentes de Secciones Rectangulares (Fig. 2. A. Dis. NTC).
- No. 5. Longitudes de Desarrollo.
- No. 6. Método 2 /ACI-63.
- No. 7. Diámetros, Pesos y Areas de Barras.

## CAPITULO XXXV

### CARGAS MUERTAS

#### ARTICULO 223. VALORES NOMINALES

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán los pesos unitarios especificados en la tabla siguiente. Los valores mínimos señalados se emplearán, de acuerdo con el artículo 213 de este Reglamento, cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de flotación, lastre y succión producida por viento. En los otros casos se emplearán los valores máximos.

#### PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS

MATERIAL	Peso volumétrico en ton/m <sup>3</sup>	
	Máximo	Mínimo
<u>Piedras naturales</u>		
Arenisca (chilucas y canteras)	secas 2.45	1.75
	saturadas 2.50	2.00
Basaltos (piedra brava)	secos 2.60	2.35
	saturados 2.65	2.45
Granito	3.20	2.40
Mármol	2.60	2.55

MATERIAL	Peso volumétrica en ton/m <sup>3</sup>		
	Máximo	Mínimo	
Pizarras	secas	2.80	2.30
	saturadas	2.85	2.35
Tepetates	secos	1.60	0.75
	saturados	1.95	1.30
Tezontles	secos	1.25	0.65
	saturados	1.55	1.15
<b>II</b>			
<u>Suelos</u>			
Arena de grano de tamaño uniforme	seca	1.75	1.40
	saturada	2.10	1.85
Arena bien graduada	seca	1.90	1.55
	saturada	2.30	1.95
Arcilla típica del Valle de México en su condición natural		1.50	1.20
<b>III</b>			
<u>Piedras artificiales, concretos y morteros</u>			
Concreto simple con agregados de peso normal		2.20	2.00
Concreto reforzado		2.40	2.20
Mortero de cal y arena		1.50	1.40
Mortero de cemento y arena		2.10	1.90
Aplanado de yeso		1.50	1.10
Tabique macizo hecho a mano		1.50	1.30
Tabique macizo prensado		2.20	1.60
Bloque hueco de concreto ligero (volumen neto)		1.30	0.90
Bloque hueco de concreto intermedio (volumen neto)		1.70	1.30
Bloque hueco de concreto pesado (volumen neto)		2.20	2.00
Vidrio plano		3.10	2.80

MATERIAL		Peso volumétrico, en $\text{ton/m}^3$		
		Máximo	Mínimo	
IV	<u>Madera</u>			
	Caoba	seca	0.65	0.55
		saturada	1.00	0.70
	Cedro	seco	0.55	0.40
		saturado	0.70	0.50
	Oyamel	seco	0.40	0.30
		saturado	0.65	0.55
	Encino	seco	0.90	0.80
		saturado	1.00	0.80
	Pino	seco	0.65	0.45
saturado		1.00	0.80	
V	<u>Recubrimientos</u>		Pesos, en $\text{kg/m}^2$	
	Azulejo		15	10
	Mosaicos de pasta		35	25
	Granito o terrazo de 20 x 20	30 x 30	45	35
		40 x 40	55	45
			65	55
	Loseta asfáltica o vinílica		10	5

**ARTICULO 224. CARGA MUERTA ADICIONAL PARA PISOS DE CONCRETO**

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en  $20 \text{ kg/m}^2$ . Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en  $20 \text{ kg/m}^2$ ; de manera que en losas coladas en el lugar que lleven una capa de mortero, el incremento total será de  $40 \text{ kg/m}^2$ .

Tratándose de losas y capas de mortero que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS DE DISEÑO. EN kg/m<sup>2</sup>

Destino del piso o cubierta	w	w <sub>a</sub>	w <sub>m</sub>	Observaciones
I. Habitación (casas-habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares), oficinas, despachos y laboratorios.	70	20	120+420A <sup>-1</sup>	(1)
II. Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)				
Cuando sirven a no más de 200 m <sup>2</sup> de área habitable	40	150	150+20GA <sup>-1</sup>	
Cuando sirven a un área habitable superior a 200 m <sup>2</sup> e inferior a 400 m <sup>2</sup>	40	150	150+400A <sup>-1</sup>	
Cuando sirven a 400 m <sup>2</sup> o más de área habitable o a un lugar de reunión	40	150	150+600A <sup>-1</sup>	
III. Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450	
IV. Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	300	(2)
V. Comercios, fábricas y bodegas				
Área tributaria hasta de 20 m <sup>2</sup>	0.8w <sub>m</sub>	0.9w <sub>m</sub>	w <sub>m</sub>	(3)
Área tributaria mayor de 20 m <sup>2</sup>	0.7w <sub>m</sub>	0.8w <sub>m</sub>	0.9w <sub>m</sub>	(3)a
VI. Tanques y cisternas	0.7w <sub>m</sub>	0.8w <sub>m</sub>	w <sub>m</sub>	(4)
VII. Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100	(5)
VIII. Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5% y menor de 20%	5	20	60	(6)
IX. Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20%	5	20	30	(6) (7)
X. Valados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300	
XI. Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	40	100	150	(8)
XII. Andamios y cimbras para concreto	15	70	100	(9)

## OBSERVACIONES

- 1) Por lo menos en una estancia o sala-comedor de las que contribuyen a la carga de una viga, columna u otro elemento estructural de una casa-habitación, edificio de apartamentos o similar, debe considerarse para diseño estructural  $w_m = 250 \text{ kg/m}^2$  y en las demás según corresponda al área tributaria en cuestión.
- 2) Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de tabique ni de otros materiales de peso comparable, ni de cortinajes en salas de espectáculos, archivos importantes, cajas fuertes, libreros sumamente pesados ni el de otros objetos no usuales. Cuando se prevean tales cargas deberán diseñarse elementos estructurales destinados a ellas, especificarse en los planos estructurales y, mediante placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción, señalarse su ubicación y carga permisible.
- 3) Atendiendo al destino del piso se fijará la carga unitaria nominal  $w_m$ , que corresponda a un área tributaria menor de  $20 \text{ m}^2$ , la que deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción. La carga  $w_m$  será mayor de  $350 \text{ kg/m}^2$  en todos los casos. Cuando se prevean cargas concentradas importantes se debe proceder como se especifica en 2).
- 4)  $w_m =$  presión en el fondo del tanque o cisterna, correspondiente al tirante máximo posible.
- 5) Las cargas vivas en estas cubiertas y azoteas pueden disminuirse si mediante lloraderos adecuados se asegura que el nivel máximo que puede alcanzar el agua de lluvia en caso de que se tapen las bajadas no produce una carga viva superior a la propuesta; pero en ningún caso este valor será menor que el correspondiente al especificado para cubiertas y azoteas con pendiente mayor de cinco y menor de 20 por ciento.  

Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios. Estas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

En el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de  $100 \text{ kg/m}$  actuando al nivel y en la dirección más desfavorables.
- 6) Adicionalmente los elementos de las cubiertas deberán revisarse con una carga concentrada de  $100 \text{ kg}$  en la posición más crítica, si ésta resulta más desfavorable que la carga uniforme especificada.
- 7) Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga, debida al granizo, de  $30 \text{ kg}$  por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle.
- 8) Más una concentración de  $1.5 \text{ ton}$  en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate:
- 9) Más una concentración de  $100 \text{ kg}$  en el lugar más desfavorable; debe cumplirse, además, con la dispuesto en el capítulo de Cimbras y Andamios del Título V.



TABLA 1. CONSTANTES DE CALCULO

$E_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_c^*$	$f_c''$	$\sqrt{f_c^*}$	$0.5\sqrt{f_c^*}$	$\sqrt{f_c^*}$	$0.7\sqrt{f_c^*}$	$E_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
150	120	102	10.95	5.48	12.25	8.58	122500
200	160	136	12.65	6.33	14.14	9.90	141400
250	200	170	14.14	7.07	15.81	11.07	158100
300	240	204	15.49	7.75	17.32	12.12	173200
350	280	232.4	16.73	8.37	18.71	13.10	187100
400	320	253.8	17.89	8.95	20.00	14.00	200000

Se utilizaron las siguientes fórmulas

$$f_c^* = 0.8 f_c'$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \text{ si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/m}^2$$

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \text{ si } f_c^* > 250 \text{ kg/m}^2$$

$$E_c = 10\,000 \sqrt{f_c^*}$$

# MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

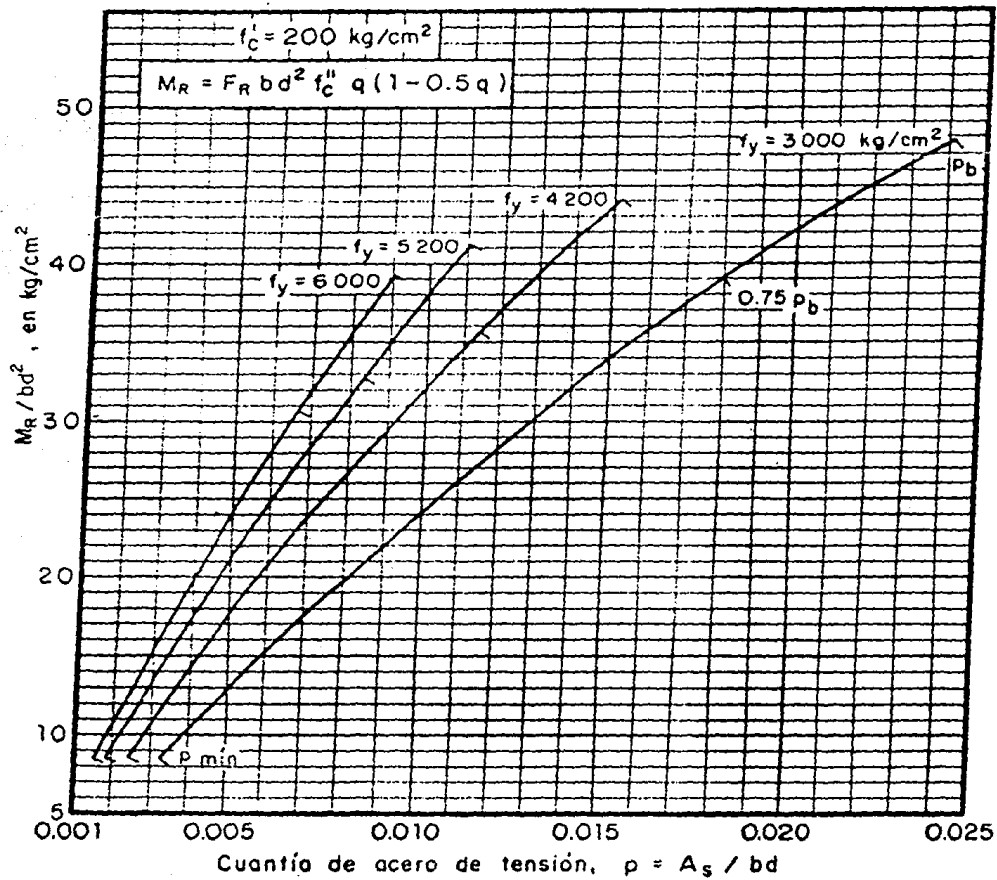


Fig 2

TABLA 3. LONGITUDES DE DESARROLLO,  $L_d$ , DE BARRAS CORRUGADAS A TENSION, NO TORCIDAS EN FRIO, EN CM

Barro No.	$f'_c$ $f_y$	150		200		250		300		350		400	
		I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
2.5	3000 kg/cm <sup>2</sup>	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	4200	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	5200	30	41	30	41	30	41	30	41	30	41	30	41
3	3000	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	4200	30	34	30	34	30	34	30	34	30	34	30	33
	5200	35	50	35	50	35	50	35	50	35	50	35	50
4	3000	30	32	30	32	30	32	30	32	30	32	30	32
	4200	32	45	32	45	32	45	32	45	32	45	32	45
	5200	47	66	47	66	47	66	47	66	47	66	47	66
5	3000	30	41	30	40	30	40	30	40	30	40	30	40
	4200	41	57	40	56	40	56	40	56	40	56	40	56
	5200	60	84	59	83	59	83	59	83	59	83	59	83
6	3000	42	59	36	51	34	48	34	48	34	48	34	48
	4200	59	82	51	71	48	67	48	67	48	67	48	67
	5200	87	121	75	105	71	99	71	99	71	99	71	99
7	3000	57	80	49	69	44	62	40	56	40	60	40	56
	4200	80	112	69	97	62	87	56	79	56	78	56	78
	5200	118	165	102	143	91	128	85	119	83	116	83	116
8	3000	75	104	65	90	58	81	53	74	49	68	46	64
	4200	104	146	90	126	81	113	74	103	69	96	64	90
	5200	154	216	133	187	119	167	109	153	101	141	95	132
9	3000	94	132	82	114	73	102	67	93	62	86	58	81
	4200	132	185	114	160	102	143	93	131	86	121	81	113
	5200	195	273	168	236	151	211	138	193	128	179	119	167
10	3000	116	163	101	141	90	126	82	115	76	107	71	100
	4200	163	228	141	198	126	177	115	161	107	149	100	140
	5200	241	337	208	292	186	261	170	238	158	221	147	206
11	3000	141	197	122	171	109	153	100	139	92	129	86	121
	4200	197	276	171	239	153	214	139	195	129	181	121	169
	5200	291	408	252	353	226	316	206	288	191	267	178	250
12	3000	168	235	145	203	130	182	118	166	110	154	103	144
	4200	235	328	203	284	182	254	166	232	154	215	144	201
	5200	346	485	300	420	268	376	245	343	227	318	212	297

I Barras con no más de 30 cm de concreto bajo ellas  
 II Barras con más de 30 cm de concreto bajo ellas

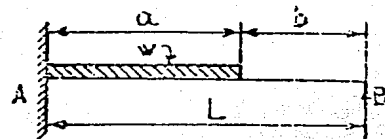
METODO 2—TABLA 1 — COEFICIENTES PARA MOMENTO

Momentos	Claro corto						Claro largo todos los valores de m
	Valores de m						
	1.0	.9	.8	.7	.6	0.5 o menos	
<b>Caso 1—Tableros interiores</b>							
Momento negativo en:							
Borde continuo	-.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Borde discontinuo	—	—	—	—	—	—	—
Momento positivo en el centro del claro	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
<b>Caso 2—Un borde discontinuo</b>							
Momento negativo en:							
Borde continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Borde discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento positivo en el centro del claro	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
<b>Caso 3—Dos bordes discontinuos</b>							
Momento negativo en:							
Borde continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Borde discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momento positivo en el centro del claro	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
<b>Caso 4—Tres bordes discontinuos</b>							
Momento negativo en:							
Borde continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Borde discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento positivo en el centro del claro	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
<b>Caso 5—Cuatro bordes discontinuos</b>							
Momento negativo en:							
Borde continuo	—	—	—	—	—	—	—
Borde discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momento positivo en el centro del claro	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

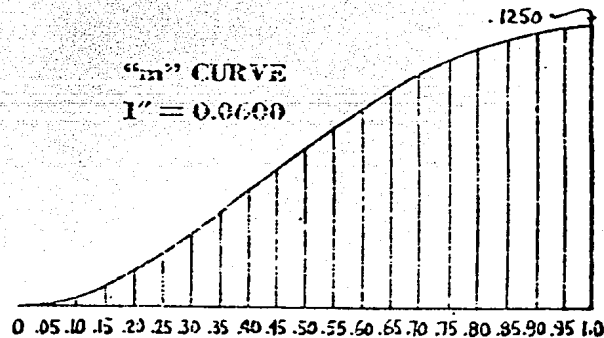
TABLA 2 DIAMETROS, PESOS Y AREAS DE BARRAS

Número de designación	Diámetro nominal		Peso kg/m	NUMERO DE BARRAS										Áreas de acero en cm <sup>2</sup>
	pulg	mm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
2	1/4	6.4	0.248	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20	
2.5	5/16	7.9	0.388	0.49	0.98	1.47	1.96	2.45	2.94	3.43	3.92	4.41	4.90	
3	3/8	9.5	0.559	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.10	
4	1/2	12.7	0.993	1.27	2.54	3.81	5.08	6.35	7.62	8.89	10.16	11.43	12.70	
5	5/8	15.9	1.552	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.88	13.86	15.84	17.82	19.80	
6	3/4	19.0	2.235	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50	
7	7/8	22.2	3.042	3.88	7.76	11.64	15.52	19.40	23.28	27.16	31.04	34.92	38.80	
8	1	25.4	3.973	5.07	10.14	15.21	20.28	25.35	30.42	35.49	40.56	45.63	50.70	
9	1 1/8	28.6	5.028	6.41	12.82	19.23	25.64	32.05	38.46	44.87	51.28	57.69	64.10	
10	1 1/4	31.8	6.207	7.92	15.84	23.76	31.68	39.60	47.52	55.44	63.36	71.28	79.20	
11	1 3/8	34.9	7.511	9.58	19.16	28.74	38.32	47.90	57.48	67.06	76.64	86.22	95.80	
12	1 1/2	38.1	8.938	11.40	22.80	34.20	45.60	57.00	68.40	79.80	91.20	102.60	114.00	

**BEAM FIXED AT ONE END AND SIMPLY  
SUPPORTED AT OTHER END  
Fixed End Moments for Partial  
Uniform Loading**



$$P = w \times a$$

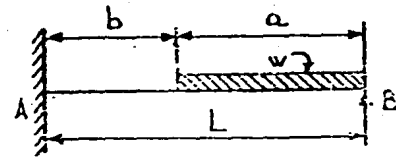


$$M_A = \frac{w L^2}{8} \cdot \left(\frac{a}{L}\right)^2 \cdot \left(4 - 4\frac{a}{L} + \frac{a^2}{L^2}\right) = w \times L^2 \times \text{"m"}$$

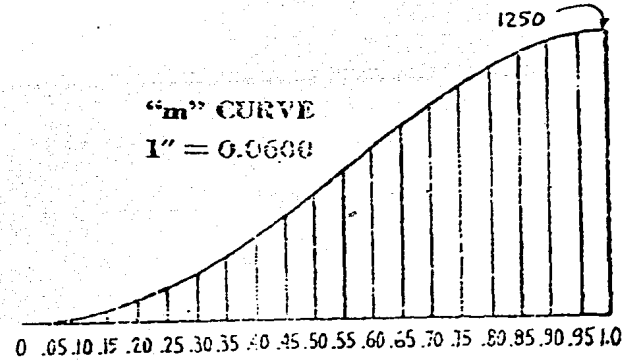
a/L	"m"	a/L	"m"	a/L	"m"
0.01	0.0000	0.34	0.0398	0.68	0.1007
.02	.0002	.35	.0417	.69	.1022
.03	.0005	.36	.0436	.70	.1035
.04	.0008	.37	.0455	.71	.1048
.05	.0012	.38	.0474	.72	.1062
.06	.0017	.39	.0493	.73	.1075
.07	.0023	.40	.0512	.74	.1087
.08	.0030	.41	.0531	.75	.1099
.09	.0037	.42	.0551	.76	.1110
.10	.0045	.43	.0570	.77	.1122
.11	.0054	.44	.0589	.78	.1132
.12	.0064	.45	.0608	.79	.1142
.13	.0074	.46	.0628	.80	.1152
.14	.0085	.47	.0647	.81	.1162
.15	.0097	.48	.0666	.82	.1170
.16	.0109	.49	.0685	.83	.1179
.17	.0121	.50	.0703	.84	.1187
.18	.0134	.51	.0722	.85	.1195
.19	.0148	.52	.0741	.86	.1202
.20	.0162	.53	.0759	.87	.1208
.21	.0177	.54	.0777	.88	.1215
.22	.0192	.55	.0795	.89	.1220
.23	.0207	.56	.0813	.90	.1225
.24	.0223	.57	.0831	.91	.1230
.25	.0240	.58	.0848	.92	.1234
.26	.0256	.59	.0865	.93	.1238
.27	.0273	.60	.0882	.94	.1241
.28	.0290	.61	.0899	.95	.1244
.29	.0308	.62	.0915	.96	.1246
.30	.0325	.63	.0931	.97	.1248
.31	.0343	.64	.0947	.98	.1249
.32	.0362	.65	.0963	.99	.1250
.33	.0380	.66	.0978	1.00	.1250
		.67	.0993		

# BEAM FIXED AT ONE END AND SIMPLY SUPPORTED AT OTHER END

## Fixed End Moments for Partial Uniform Loading



$$P = w \times a$$



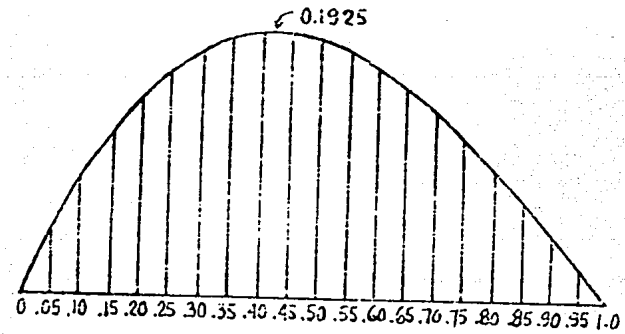
$$M_A = \frac{wL^2}{8} \cdot \left(\frac{a}{L}\right)^2 \cdot \left(2 - \frac{a^2}{L^2}\right) = w \times L^2 \times \text{"m"}$$

a/L	"m"	a/L	"m"	a/L	"m"
0.01	0.0000	0.34	0.0273	0.68	0.0839
.02	.0001	.35	.0288	.69	.0907
.03	.0003	.36	.0303	.70	.0925
.04	.0004	.37	.0319	.71	.0943
.05	.0006	.38	.0335	.72	.0960
.06	.0009	.39	.0352	.73	.0978
.07	.0012	.40	.0368	.74	.0994
.08	.0016	.41	.0385	.75	.1011
.09	.0020	.42	.0402	.76	.1027
.10	.0025	.43	.0420	.77	.1043
.11	.0030	.44	.0437	.78	.1059
.12	.0036	.45	.0455	.79	.1074
.13	.0042	.46	.0473	.80	.1088
.14	.0049	.47	.0492	.81	.1102
.15	.0056	.48	.0510	.82	.1116
.16	.0063	.49	.0528	.83	.1129
.17	.0071	.50	.0547	.84	.1142
.18	.0080	.51	.0566	.85	.1154
.19	.0089	.52	.0585	.86	.1165
.20	.0098	.53	.0604	.87	.1176
.21	.0108	.54	.0623	.88	.1186
.22	.0118	.55	.0642	.89	.1196
.23	.0129	.56	.0661	.90	.1205
.24	.0140	.57	.0680	.91	.1213
.25	.0152	.58	.0700	.92	.1221
.26	.0164	.59	.0719	.93	.1227
.27	.0172	.60	.0738	.94	.1233
.28	.0189	.61	.0757	.95	.1238
.29	.0202	.62	.0777	.96	.1243
.30	.0215	.63	.0796	.97	.1246
.31	.0229	.64	.0815	.98	.1248
.32	.0243	.65	.0833	.99	.1250
.33	.0258	.66	.0852	1.00	.1250
		.67	.0871		

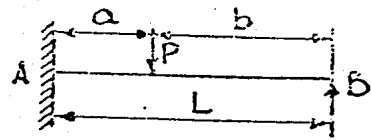
# BEAM FIXED AT ONE END AND SIMPLY SUPPORTED AT OTHER END

## Fixed End Moments for Concentrated Loads

a/L	"m"	a/L	"m"	a/L	"m"
0.01	0.0092	0.34	0.1262	0.68	0.1436
.02	.0194	.35	.1277	.69	.1491
.03	.0286	.36	.1289	.70	.1365
.04	.0376	.37	.1300	.71	.1328
.05	.0463	.38	.1308	.72	.1290
.06	.0547	.39	.1315	.73	.1251
.07	.0628	.40	.1320	.74	.1212
.08	.0706	.41	.1323	.75	.1172
.09	.0782	.42	.1325	.76	.1131
.10	.0855	.43	.1324	.77	.1089
.11	.0925	.44	.1322	.78	.1047
.12	.0992	.45	.1318	.79	.1004
.13	.1057	.46	.1312	.80	.0960
.14	.1120	.47	.1306	.81	.0916
.15	.1179	.48	.1297	.82	.0871
.16	.1237	.49	.1287	.83	.0825
.17	.1291	.50	.1274	.84	.0779
.18	.1343	.51	.1262	.85	.0733
.19	.1393	.52	.1247	.86	.0686
.20	.1440	.53	.1231	.87	.0639
.21	.1485	.54	.1213	.88	.0591
.22	.1527	.55	.1194	.89	.0543
.23	.1567	.56	.1174	.90	.0495
.24	.1605	.57	.1152	.91	.0446
.25	.1640	.58	.1130	.92	.0392
.26	.1674	.59	.1105	.93	.0338
.27	.1705	.60	.1080	.94	.0299
.28	.1734	.61	.1053	.95	.0219
.29	.1760	.62	.1026	.96	.0200
.30	.1785	.63	.1007	.97	.0160
.31	.1807	.64	.1007	.98	.0100
.32	.1828	.65	.1036	.99	.0050
.33	.1846	.66	.1503	1.00	.0000
		.67	.1470		



"m" CURVE  
I" = 0.1060

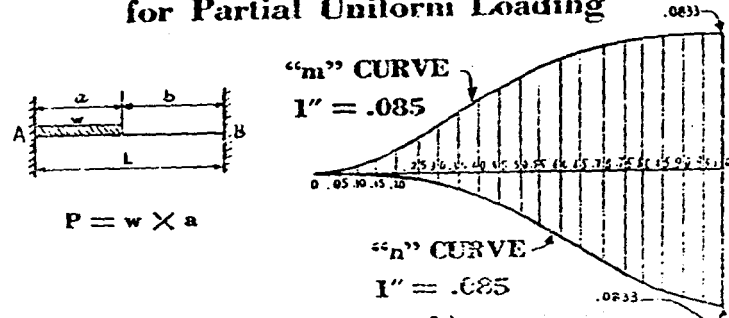


$$M_A = \frac{P}{2} \cdot \left( \frac{a^3 + 2aL^2 - 3a^2L}{L^2} \right) = P \times L \times \text{"m"}$$



# BEAM FIXED AT BOTH ENDS

## Fixed End Moments for Partial Uniform Loading



$$P = w \times a$$

$$M_A = \frac{wL^2}{12} \cdot \left(\frac{a}{L}\right)^2 \cdot \left(6 - 3\frac{a}{L} + 3\frac{a^2}{L^2}\right) = w \times L^2 \times \text{"m"}$$

$$M_B = \frac{wL^2}{12} \cdot \left(\frac{a}{L}\right)^3 \cdot \left(4 - 3\frac{a}{L}\right) = w \times L^2 \times \text{"n"}$$

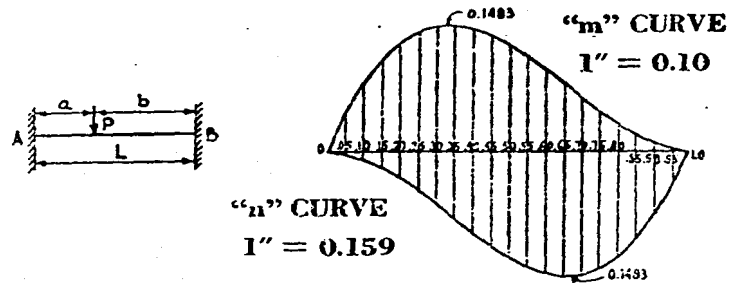
a/L	"m"	"n"	a/L	"m"	"n"
0.31	0.0305	0.0076	0.66	0.0736	0.0484
32	.0320	.0083	.67	.0743	.0499
33	.0335	.0090	.68	.0750	.0514
34	.0349	.0098	.69	.0757	.0528
35	.0364	.0105	.70	.0764	.0543
36	.0379	.0114	.71	.0770	.0558
37	.0394	.0122	.72	.0776	.0572
38	.0408	.0131	.73	.0781	.0587
39	.0423	.0140	.74	.0786	.0601
40	.0437	.0149	.75	.0791	.0615
41	.0452	.0159	.76	.0796	.0629
42	.0466	.0169	.77	.0800	.0643
43	.0480	.0180	.78	.0804	.0657
44	.0494	.0190	.79	.0807	.0670
45	.0508	.0201	.80	.0811	.0683
46	.0521	.0213	.81	.0814	.0695
47	.0534	.0224	.82	.0817	.0708
48	.0547	.0236	.83	.0819	.0720
49	.0550	.0248	.84	.0821	.0731
50	.0573	.0260	.85	.0823	.0742
51	.0585	.0273	.86	.0825	.0753
52	.0597	.0286	.87	.0827	.0763
53	.0609	.0299	.88	.0828	.0772
54	.0621	.0312	.89	.0829	.0781
55	.0632	.0326	.90	.0830	.0790
56	.0643	.0340	.91	.0831	.0798
57	.0654	.0353	.92	.0832	.0805
58	.0664	.0368	.93	.0832	.0811
59	.0674	.0382	.94	.0833	.0817
60	.0684	.0396	.95	.0833	.0822
61	.0693	.0411	.96	.0833	.0826
62	.0703	.0425	.97	.0833	.0829
63	.0711	.0440	.98	.0833	.0831
64	.0720	.0454	.99	.0833	.0833
65	.0728	.0469	1.00	.0833	.0833

a/L	"m"	"n"	a/L	"m"	"n"
0.01	0.0001	0.0000	0.16	0.0102	0.0012
.02	.0002	.0000	.17	.0114	.0014
.03	.0004	.0000	.18	.0126	.0017
.04	.0008	.0000	.19	.0138	.0020
.05	.0012	.0000	.20	.0151	.0023
.06	.0017	.0000	.21	.0164	.0026
.07	.0022	.0001	.22	.0177	.0030
.08	.0029	.0002	.23	.0190	.0034
.09	.0036	.0002	.24	.0203	.0038
.10	.0044	.0003	.25	.0218	.0042
.11	.0052	.0004	.26	.0232	.0047
.12	.0061	.0005	.27	.0247	.0052
.13	.0071	.0007	.28	.0261	.0058
.14	.0081	.0008	.29	.0276	.0064
.15	.0091	.0010	.30	.0290	.0070

# BEAM FIXED AT BOTH ENDS

## Fixed End Moments for Concentrated Loads

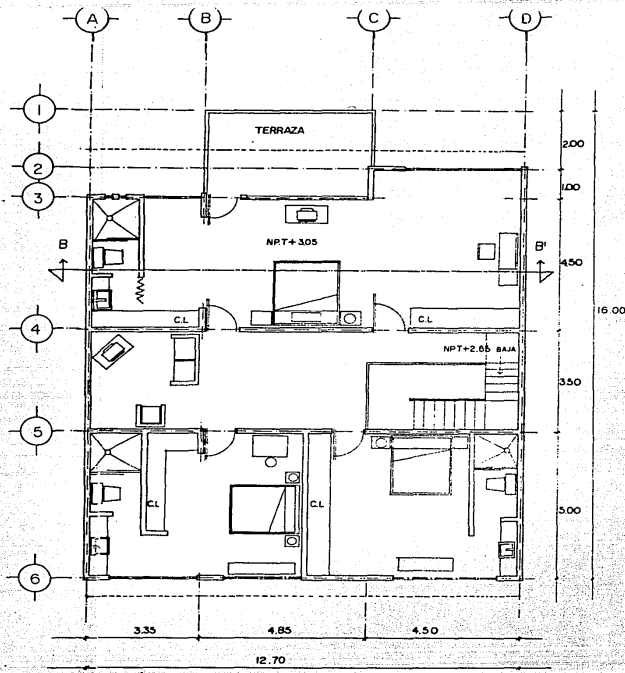
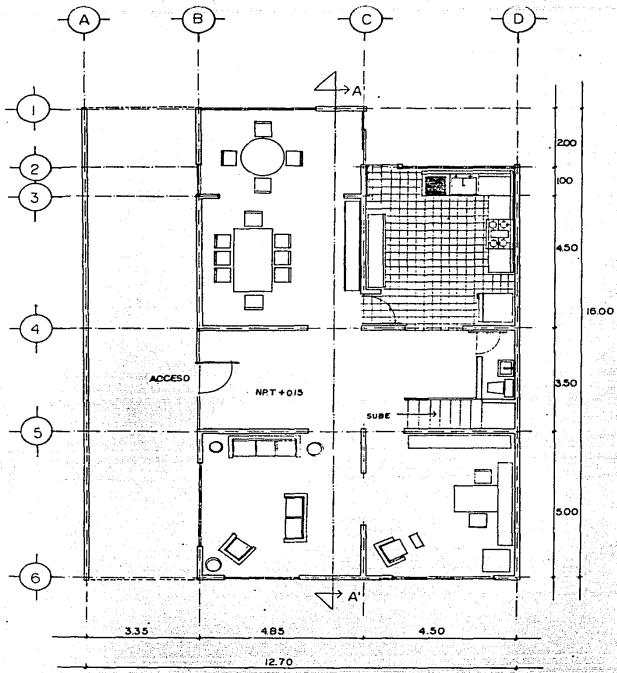
a/L	"m"	"n"	a/L	"m"	"n"
0.31	0.1476	0.0663	0.66	0.0763	0.1481
.32	.1480	.0696	.67	.0730	Max. .1483
.33	Max. .1483	.0730	.68	.0696	.1482
.34	.1481	.0763	.69	.0663	.1476
.35	.1479	.0796	.70	.0630	.1470
.36	.1475	.0829	.71	.0597	.1461
.37	.1469	.0862	.72	.0565	.1452
.38	.1461	.0895	.73	.0532	.1439
.39	.1451	.0928	.74	.0500	.1421
.40	.1440	.0960	.75	.0469	.1405
.41	.1427	.0992	.76	.0438	.1386
.42	.1413	.1023	.77	.0407	.1365
.43	.1397	.1054	.78	.0378	.1338
.44	.1380	.1084	.79	.0348	.1311
.45	.1361	.1114	.80	.0320	.1280
.46	.1341	.1143	.81	.0292	.1247
.47	.1320	.1171	.82	.0266	.1210
.48	.1298	.1198	.83	.0240	.1171
.49	.1274	.1224	.84	.0215	.1129
.50	.1250	.1250	.85	.0191	.1083
.51	.1224	.1274	.86	.0169	.1035
.52	.1198	.1298	.87	.0147	.0984
.53	.1171	.1320	.88	.0127	.0928
.54	.1143	.1341	.89	.0108	.0871
.55	.1114	.1361	.90	.0090	.0810
.56	.1084	.1380	.91	.0074	.0745
.57	.1054	.1397	.92	.0059	.0677
.58	.1023	.1413	.93	.0046	.0605
.59	.0992	.1427	.94	.0034	.0530
.60	.0960	.1440	.95	.0025	.0451
.61	.0928	.1451	.96	.0015	.0369
.62	.0895	.1461	.97	.0009	.0282
.63	.0862	.1469	.98	.0004	.0192
.64	.0829	.1475	.99	.0001	.0098
.65	.0796	.1479	1.00	.0000	.0000



$$M_A = \frac{P \times a \times b^2}{L^2} = P \times L \times \text{"m"}$$

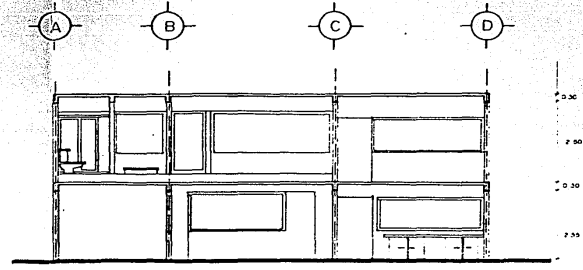
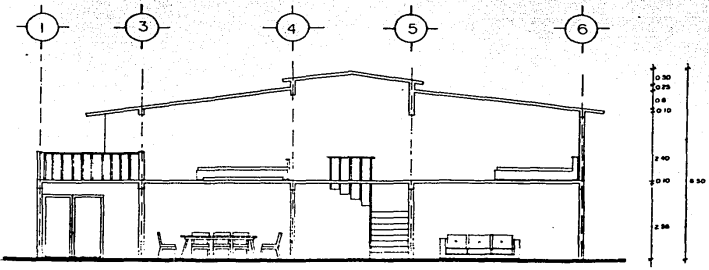
$$M_B = \frac{P \times a^2 \times b}{L^2} = P \times L \times \text{"n"}$$

a/L	"m"	"n"	a/L	"m"	"n"
0.01	0.0098	0.0001	0.16	0.1129	0.0215
.02	.0192	.0004	.17	.1171	.0230
.03	.0282	.0009	.18	.1210	.0246
.04	.0369	.0015	.19	.1247	.0262
.05	.0451	.0025	.20	.1280	.0280
.06	.0530	.0034	.21	.1311	.0308
.07	.0605	.0046	.22	.1338	.0338
.08	.0677	.0059	.23	.1365	.0370
.09	.0745	.0074	.24	.1386	.0408
.10	.0810	.0090	.25	.1405	.0450
.11	.0871	.0108	.26	.1424	.0500
.12	.0929	.0127	.27	.1439	.0552
.13	.0984	.0147	.28	.1452	.0605
.14	.1035	.0169	.29	.1461	.0659
.15	.1083	.0191	.30	.1470	.0730



PLANTA BAJA

PLANTA ALTA

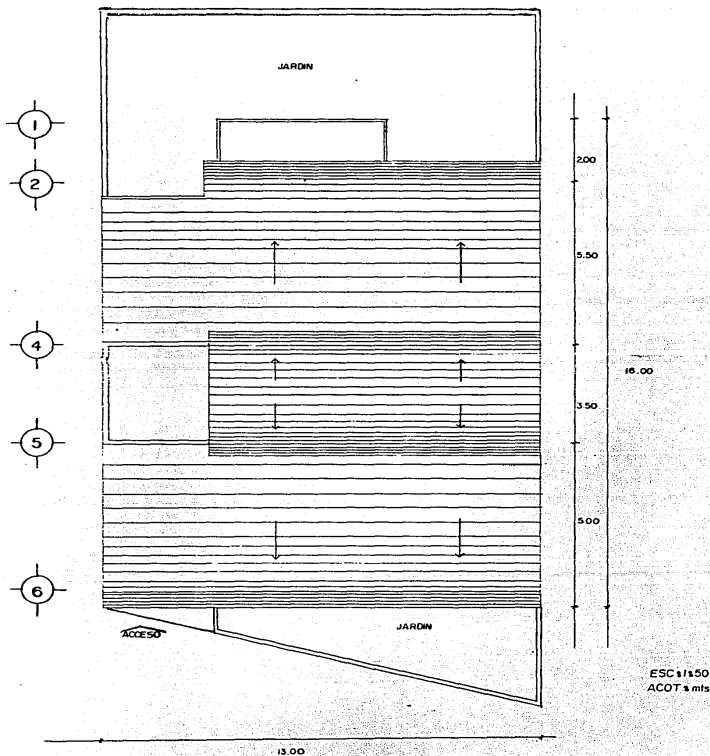


CORTE AA'

CORTE BB'

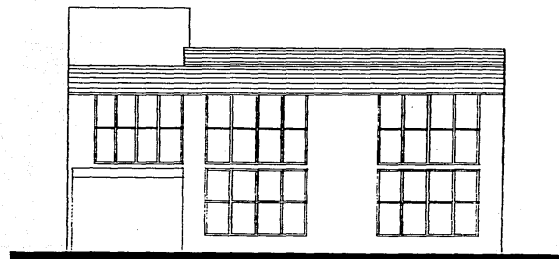
ESC 1:12.50  
ACOT 5 mm

FACULTAD DE INGENIERIA	
U. N. A. M.	
TESIS PROFESIONAL QUE PRESENTA	
GUSTAVO AVILES BALTAZAR	
EJEMPLO PARA UN CASO DE ESTUDIO	
DE DISEÑO ESTRUCTURAL DETALLADO	
DE UNA CASA - HABITACION	
PLANO: PLANTAS ARQUITECTONICAS	
ESCALA:	COTAS:
1:80	MTS A-1

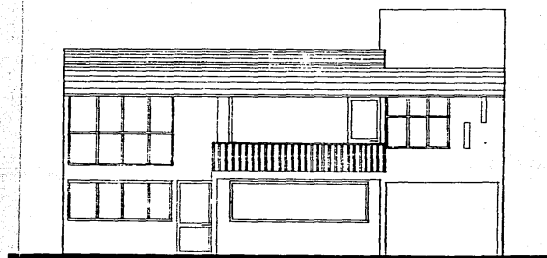


PLANTA DE AZOTEA

ESC 1:150  
ACOT 5 mts

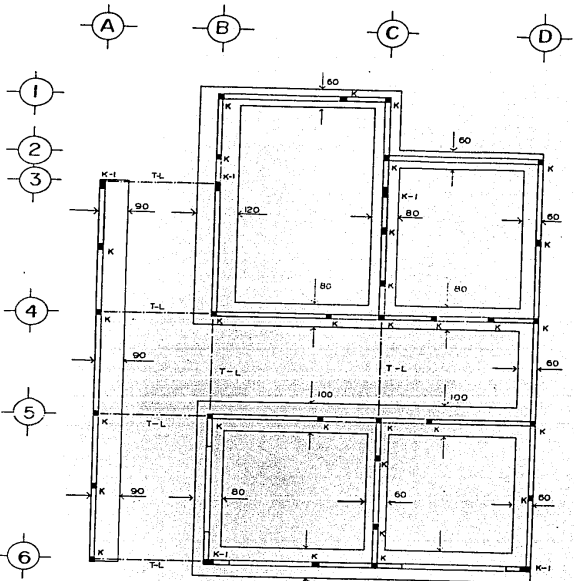


FACHADA PRINCIPAL

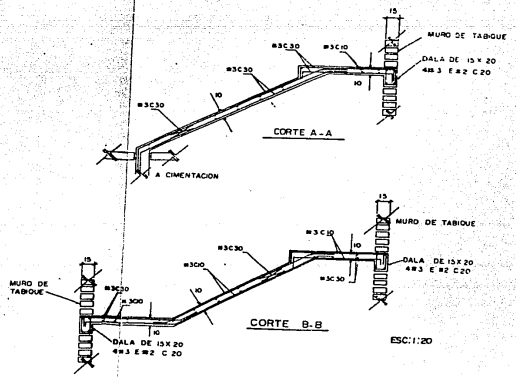
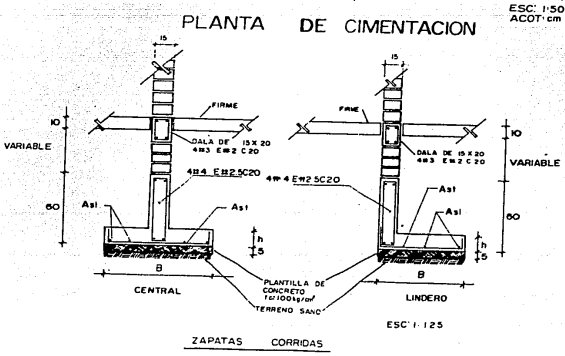
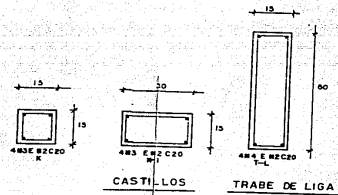
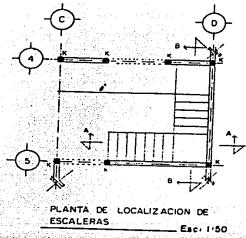


FACHADA POSTERIOR

FACULTAD DE INGENIERIA		
U. N. A. M.		
TESIS PROFESIONAL QUE PRESENTA		
GUSTAVO AVILES BALTAZAR		
EJEMPLO PARA UN CASO DE ESTUDIO		
DE DISEÑO ESTRUCTURAL DETALLADO		
DE UNA CASA - HABITACION		
PLANO: PLANTA DE AZOTEA		
FACHADAS		
ESCALA:	1:50	COTAS: MTS
		A-2



TIPO	EM	AN	A <sub>1</sub> ?	A <sub>2</sub>
CENTRAL	120	20	#3 C 20	#3 C 25
"	100	20	#3 C 15	#3 C 20
"	80	15	#3 C 30	#3 C 30
"	60	15	#3 C 30	#3 C 30
LINDERO	90	25	#3 C 15	#3 C 15
"	80	20	#3 C 20	#3 C 25
"	50	15	#3 C 30	#3 C 30

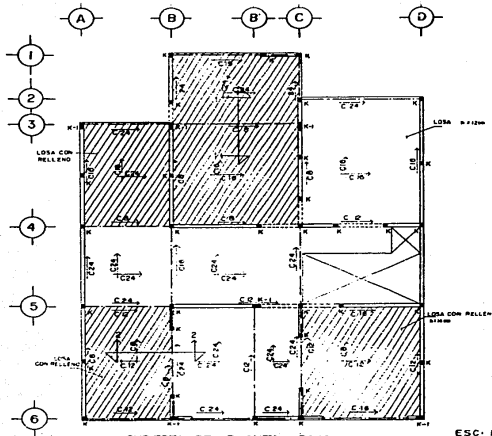


**NOTAS GENERALES.**  
 NOTACIONES EN CENTIMETROS.  
 VERIFICAR COTAS EN PLANOS ARQUITECTONICOS  
 CONCRETO F'c=200kg/cm<sup>2</sup> CON UN AGUADO MAXIMO DE 3/4"  
 ACERO DE REFUERZO F'y=4200kg/cm<sup>2</sup> EXCEPTO EL #2 QUE  
 SERA TIPO ESTRUCTURAL. F'y=2300kg/cm<sup>2</sup>

**NOTAS DE CIMENTACION.**  
 CANTONADA CON CARGA CONSIDERADA AL TERRENO F'c=12 kg/cm<sup>2</sup>  
 LA CIMENTACION SE DESPLANTARA SOBRE TERRENO SANO Y A  
 UNA PROFUNDIDAD DE 100 CM AMBITO DEL N.T.M  
 PLANTILLA DE CONCRETO 15/100kg/m<sup>3</sup> EN CINCOS Y  
 RECIERRENTOS LIMES EN ELEMENTOS QUE ESTEN EN CONTACTO  
 CON EL TERRENO 1:4 CM

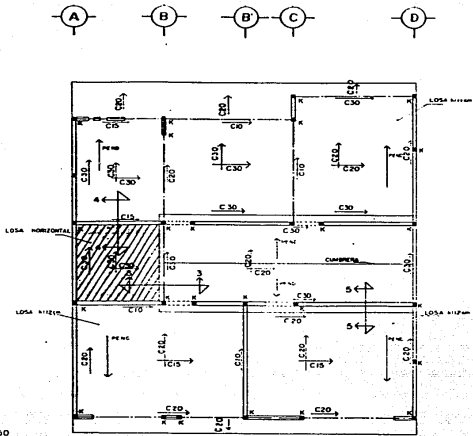
**NOTAS DE MUROS.**  
 TODOS LOS MUROS MUECROS SERAN DE CARGA Y SE CONSTRUIRAN  
 CON TABIQUE RIGID RECCIDO.  
 LOS MUROS INDICADOS EN PLANOS ARQUITECTONICOS Y NO SEÑALADOS  
 EN PLANOS ESTRUCTURALES SERAN DE RELIEVO SE  
 ENDEBARRAN A UNA VEZ COLADOS Y DESMORRAN LA LOSA DEL N.  
 VEL SUPERIOR. LLAVARAN CASTILLOS TIPO EN CINCOS Y  
 LOS MUROS QUE TENGAN UNA ALTURA DE 3m O MAYOR LLAVARAN  
 UNA DALA INTERMEDIA DE 15x25, 4#3, E#2 C20

FACULTAD DE INGENIERIA	
U. N. A. M.	
TES-15 PROFESIONAL QUE PRESENTA	
GUSTAVO AVILES BALTAZAR	
EJEMPLO PARA UN CASO DE ESTUDIO	
DE DISEÑO ESTRUCTURAL DETALLADO	
DE UNA CASA - HABITACION	
PLANO:	CIMENTACION
ESCALA:	COTAS: CM E-1
1:50	

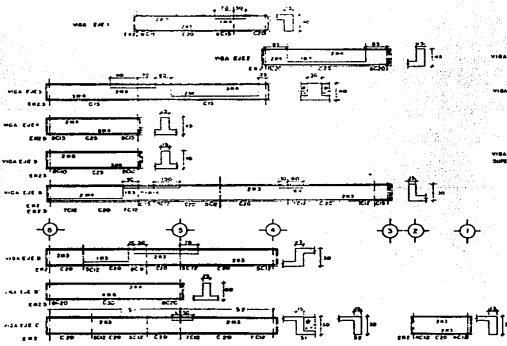


CUBIERTA DE PLANTA BAJA

ESC: 1:50  
ACOT: cm

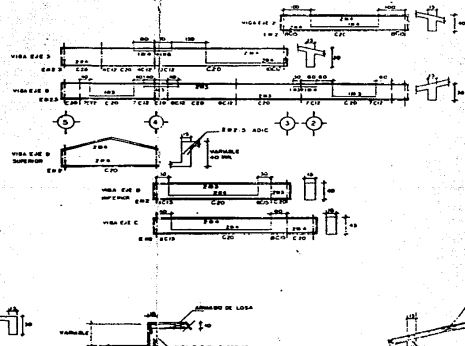


CUBIERTA DE PLANTA ALTA

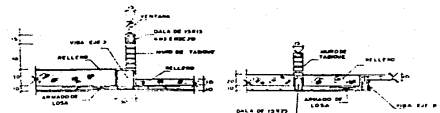
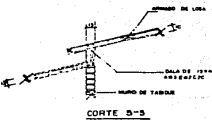
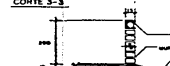
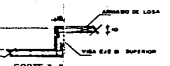


CORTE 1-1

CORTE 2-2



CORTE 4-4



**NOTAS GENERALES.**

INDICACIONES DE DETALLES  
 REFORZAR OTRAS EN PLAZAS ADYACENTES  
 REFORZAR OTRAS EN PLAZAS ADYACENTES  
 REFORZAR OTRAS EN PLAZAS ADYACENTES  
 REFORZAR OTRAS EN PLAZAS ADYACENTES  
 REFORZAR OTRAS EN PLAZAS ADYACENTES

**NOTAS DE LOSA MACIZA.**

PROFUNDIDAD DE LOSA: 15-20 CM. (SEGUNDO A 2.00) (SEGUNDO A 2.00)  
 PROFUNDIDAD DE LOSA: 15-20 CM. (SEGUNDO A 2.00) (SEGUNDO A 2.00)  
 PROFUNDIDAD DE LOSA: 15-20 CM. (SEGUNDO A 2.00) (SEGUNDO A 2.00)  
 PROFUNDIDAD DE LOSA: 15-20 CM. (SEGUNDO A 2.00) (SEGUNDO A 2.00)  
 PROFUNDIDAD DE LOSA: 15-20 CM. (SEGUNDO A 2.00) (SEGUNDO A 2.00)



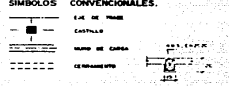
EL REFORZAR SERA PERPENDICULAR AL DISEÑO POR LA DIFUSION DE LAS FLECHAS EN PLANTA.  
 REFORZAMIENTO: CORTA 1-1 A 1-6

**NOTAS DE VIGAS.**

LAS VIGAS LONGITUDINALES SE PODRAN COLOCAR EN PLANTA  
 CON UN ESPACIO DE 3 VIGAS, SEPARANDO ESTAS CADA UNA  
 REFORZAMIENTO: CORTA 1-1 A 1-6



**PERFIL Y PLANTA**



FACULTAD DE INGENIERIA	
U. N. A. M.	
TESIS PROFESIONAL QUE PRESENTA	
GUSTAVO AVILES BALTAZAR	
EJERCIO PARA EL CASO DE ESTUDIO	
DE DISEÑO ESTRUCTURAL, ANÁLISIS	
DE UNA LOSA MASIVAS	
PLANTA CUBIERTA DE PLANTA BAJA	
PLANTA CUBIERTA DE PLANTA ALTA	
1:50	E-2