



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON

“OPTIMIZACION ECONOMICA DE UNA SUPERESTRUCTURA
DE CONCRETO ARMADO DE 4 NIVELES, CONSIDERANDO
3 OPCIONES ESTRUCTURALES”

Tesis Profesional

Que como parte de los requisitos
para obtener el Título de

INGENIERO CIVIL

presenta

LUIS ARMANDO OCHOA FRANCO

Edo. de México

1984



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 esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

INDICE

	Pag.
Capítulo I	
Introducción	1
Capítulo II	
2.1) Justificación de los criterios de análisis y diseño	2
2.2) Consideraciones referentes a costos de construcción	4
Capítulo III	
3.1) Primera opción (10 columnas)	5
3.2) Segunda opción (13 columnas)	46
3.3) Tercera opción (15 columnas)	62
Capítulo IV	
4.1) Análisis comparativo de las diferentes opciones	70
4.2) Conclusiones	71
Literatura consultada	72

CAPITULO I : INTRODUCCION

Este trabajo pretende ejemplificar una forma de elegir la mejor opción -económicamente hablando- en la realización de una superestructura de concreto armado de 4 niveles, considerando 3 opciones estructurales. La superestructura en cuestión es la de una escuela semejante a las primarias construidas por el Estado, con marcos de concreto armado, muros de mampostería y losas macizas de concreto armado.

En esta tesis se aborda exclusivamente el análisis y diseño estructural de la superestructura de la escuela, excluyéndose la cimentación, las escaleras, ventanería, instalaciones hidráulicas y sanitarias, etc.

Los 4 niveles tienen la misma distribución en las 3 opciones; 4 salones de 6m.X 8m./nivel, con un pasillo de 1.8m. de ancho; y las 3 opciones mencionadas son diferentes porque en cada una de ellas se utiliza una forma diferente de estructurar el mismo edificio, según se verá en el capítulo III detalladamente.

Al pretender ser una tesis de Ingeniería civil (Licenciatura), este trabajo se realizó considerando métodos y especificaciones ampliamente reconocidos en el medio profesional (referencias concretas en el capítulo II), garantizándose -dentro de lo razonable- el comportamiento adecuado de la superestructura ante las diferentes solicitaciones para las que fué diseñada.

Como resultaría muy engorroso para el lector incluir todos los cálculos pormenorizados de todos y cada uno de los elementos estructurales, solamente se incluyen algunos y suficientes ejemplos, a partir de los cuales se pueden obtener todos los resultados que aparecen.

Por último, el análisis comparativo se realiza evaluando los volúmenes de obra que varían entre las 3 opciones, haciendo caso omiso de los volúmenes que permanecen constantes.

CAPITULO II

2.1) JUSTIFICACION DE LOS CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO

El análisis estructural se realizó con el método de las rigideces utilizando la computadora. Así, se analizaron los marcos de concreto armado, considerando únicamente giros en los nudos y desplazamientos horizontales en las columnas, para cuando actuaron las cargas gravitacionales y las accidentales (en este caso la fuerza sísmica, que rigió en comparación a la del viento).

Para poder bajar las cargas, se calculó primero el peralte de las losas, y se supusieron -en base a requerimientos arquitectónicos y a la experiencia- las secciones de las vigas y columnas. El efecto del pasillo sobre la estructura, se idealizó con una fuerza concentrada y un momento flector.

Para el análisis sísmico estático (el indicado en este caso según el RCDF), la rigidez de los marcos de concreto se determinó con las fórmulas de Wilbur; y la rigidez de los muros de carga, con el método de Stodolla Vianello Newmark. Con este análisis sísmico se determinaron las fuerzas cortantes aplicables a la estructura al considerarse la cortante directa y la debida a torsión, a la vez que se revisó que los desplazamientos de entrepiso fueran permisibles, lo cual en algunas ocasiones provocó que se modificara la sección supuesta de las columnas. En el capítulo III se presenta un ejemplo del análisis sísmico estático.

La computadora determinó los desplazamientos relativos de entrepiso y los momentos flexionantes en los extremos de cada barra (viga o columna), deduciéndose -a partir de estos últimos- las fuerzas cortantes respectivas, para cuando actuaron las cargas gravitacionales y sísmicas. Esto se hizo utilizando algunas subrutinas del paquete de computación "CECAFI MATRICES" de la Facultad de Ingeniería de la UNAM. Para resolver estos marcos de concreto armado, se establecieron sus matrices de continuidad $[a]$, de rigideces $[k]$, y el vector fuerza actuante $\{F\}$; a partir de estos elementos, y realizando las siguientes operaciones matriciales, se obtuvieron los resultados finales:

Transposición de $[a] = [a]^T$

Cálculo de la matriz global de rigideces $= [K] = [a]^T [k] [a]$

Inversión de $[K] = [K]^{-1}$

Cálculo del vector de desplazamientos en los nudos $= \{d\} = [K]^{-1} \{F\}$

Cálculo del vector de deformaciones en las barras $= \{e\} = [a] \{d\}$

Cálculo del vector de momentos en las barras $= \{p\} = [k] \{e\}$

Verificación de que $\{F\} = [a]^T \{p\}$

Para $\{F\}$ gravitacional, el análisis se realizó en 2 etapas; y para $\{F\}$ sísmica, en una sola etapa. La forma detallada en que se establecieron las matrices datos, se ejemplifica en el capítulo III.

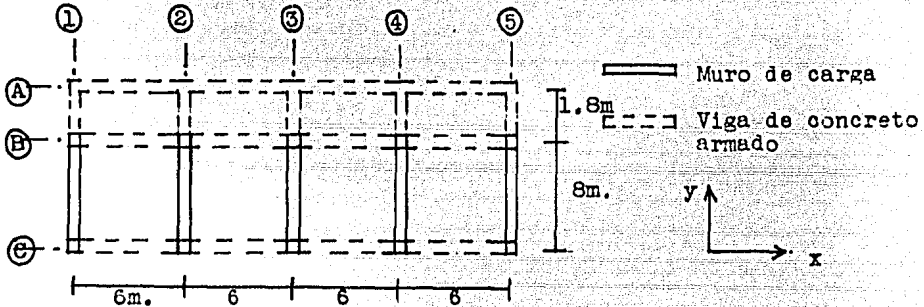
Prácticamente todo el diseño estructural se basó en las especificaciones del Reglamento de Construcciones del D.F., contando con la ayuda de algunas de las Normas Técnicas Complementarias del mismo, editadas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Sin embargo, hubo casos -algunas losas- en que se recurrió a otras publicaciones, lo cual se especificará en su momento.

2.2) CONSIDERACIONES REFERENTES A COSTOS DE CONSTRUCCION

Debido a que el objetivo de esta tesis es el de escoger la opción estructural más económica de entre las 3 propuestas, no se hace el cálculo del precio unitario de cada opción, sino que se cuantifica el volumen variable de los materiales de obra en las 3 opciones, considerando aparejados con éste, los demás costos directos de la obra. Estos costos se evaluaron en el mes de febrero de 1984 en México D.F.

CAPITULO III

3.1) PRIMERA OPCION (10 COLUMNAS)

Estimación del peralte de la losa del nivel tipo

Características generales: Losa monolítica con sus apoyos.
 Tablero crítico circunscrito por los ejes ①, ②, ③ y ④
 $f'_c=200\text{kg/cm}^2$; $f'_c=160\text{kg/cm}^2$; $f_y=4200\text{kg/cm}^2$
 $f_s=0.6f_y=2520\text{kg/cm}^2$

Peralte efectivo mínimo $= d = \frac{5.75+7.75+1.25(5.75+7.75)}{300} = 0.10 \text{ m.}$

Ya que $f_s=2520 > 2000$, y que:

Suponiendo una losa de 15 cm.

$0.15\text{m} (2.4\text{T/m}^3) =$

W (art. 224) =

W acabados =

Carga muerta =

Carga viva =

Carga de servicio $W =$

Carga de diseño $= W_u = FC(W) = 1.5(0.81) = 1.215\text{T/m}^2 > 0.38 \text{ T/m}^2$

$d \text{ min.} = d + 0.034 \sqrt{f_s W} = 10(0.034) \sqrt{2520(810)} = 12.85\text{cm} \approx 13\text{cm.}$

Para carga viva instantánea accidental $= 250\text{kg/m}^2 \rightarrow W = 0.760 \text{ T/m}^2$
 (art. 227)

Recubrimiento = $r = 2\text{cm.}$ $h = d + r = 15\text{cm.}$

Revisión por flexión del peralte supuesto: Se debe cumplir que $p \leq p \text{ max.}$

Se revisará con momento negativo en borde interior, tramo corto, para el tablero de esquina con lados adyacentes discontinuos.

$m = a_1/a_2 = 5.75/7.75 = 0.7419 \Rightarrow$ Tabla de coeficientes del RCDF, e interpolando linealmente $\Rightarrow K = 449.2 \times 10^{-4}$

Momento por unidad de ancho = $MR = W_u a_1^2 K = 1.215(5.75)^2 449.2 \times 10^{-4}$
 $= 1.8044785 \text{ T-m.}$

Suponiendo $d = h - r = 2 = 11 \text{ cm}$.

$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{180447.8}{100(11)^2} = 14.91 \Rightarrow \text{Ayudas de diseño de las Normas}$$

Técnicas Complementarias del RCDF#401 $\Rightarrow p = 0.0042$

Ya que $p < p_{\text{max}} = 0.0152$ \therefore El peralte supuesto es aceptable por flexión.

Revisión por fuerza cortante del peralte supuesto:

$$Vu = \frac{(0.5a_1 - d)W_u}{1 + \left[\frac{a_1}{a_2}\right]^6} = \frac{(0.5 \times 5.75 - 0.11)1215}{1 + \left[\frac{5.75}{7.75}\right]^6} = 2879 \text{ kg.} = \text{Cortante máxima}$$

$V CR = 0.5 FR b d \sqrt{f_r^* c} = 0.5(0.8)100(11)\sqrt{160} = 5565.6 \text{ kg.} > Vu$ \therefore
El peralte supuesto se acepta por fuerza cortante.

Estimación del peralte de la losa de azotea

Peralte efectivo mínimo = $d = 10 \text{ cm}$.

Suponiendo una losa de 15 cm .

$0.15 \text{ m } (2.4 \text{ T/m}^2) =$	0.36 T/m^2
$W \text{ del art. 224} =$	0.04
$W \text{ del enladrillado} =$	0.11
$W \text{ del tezonle} =$	0.17
Carga muerta =	0.68
Carga viva =	0.1
Carga de servicio = W =	0.78 T/m^2
Carga de diseño = $FC(W) = 1.5(0.78) = W_u = 1.17 \text{ T/m}^2 > 0.38 \text{ T/m}^2$ \therefore	

$$d_{\text{min.}} = d \geq 0.034 \sqrt{f_r^* W} = 10(0.034) \sqrt{2520(780)} = 12.73 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm.}$$

Para carga viva instantánea accidental = $70 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow W = 0.750 \text{ T/m}^2$
(art. 227)

Recubrimiento = $r = 2 \text{ cm}$. $h = d + r = 15 \text{ cm}$.

Revisión por flexión del peralte supuesto:

Como en la losa del nivel tipo, $K = 449.2 \times 10^{-4}$

$$MR = W_u a_1^2 K = 1.17(5.75)^2 449.2 \times 10^{-4} = 1.737646 \text{ T-m.}$$

$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{173764.6}{100(11)^2} = 14.36 \Rightarrow \text{NTCRCDF\#401} \Rightarrow p = 0.0041$$

Como $p < p_{\text{max}} = 0.0152$ \therefore El peralte supuesto es aceptable por flexión.

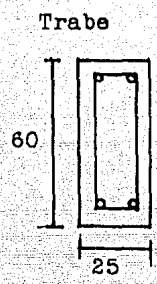
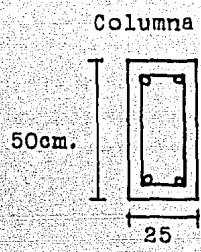
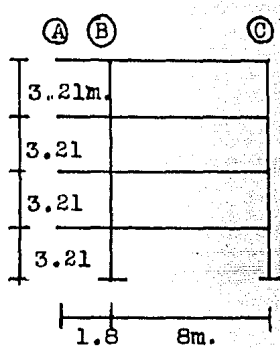
Revisión por fuerza cortante del peralte supuesto:

$$Vu = \frac{(0.5a_1 - d)W_u}{1 + \left[\frac{a_1}{a_2}\right]^6} = \frac{(0.5 \times 5.75 - 0.11)1170}{1 + \left[\frac{5.75}{7.75}\right]^6} = 2772.6 \text{ kg.}$$

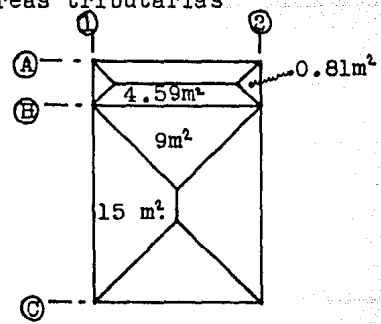
$V CR = 0.5 FR b d \sqrt{f_r^* c} = 0.5(0.8)100(11)\sqrt{160} = 5565.6 \text{ kg} > Vu$
El peralte supuesto se acepta por fuerza cortante.

Bajada de cargas

Perfil del eje ①



Areas tributarias



Eje ① = ⑤

Nivel 4 (C-B)

Losa = $0.78T/m^2 (15m^2) =$	11.7 T
Dala = $0.6m(0.25m)8m(2.4T/m^3) =$	<u>2.88</u>
	14.58T

(B-A)

Losa = $0.78T/m^2 (0.81m^2) =$	0.632T
Trabe = $0.6m(0.25m)1.8m(2.4T/m^3) =$	<u>0.648</u>
	1.28 T

$w = \frac{1.28T}{1.8m} = 0.711 T/m$

P en ① = $\frac{4.59m^2}{2} (0.78T/m^2) + 3m(0.2m \times 0.35m)2.4T/m^3 = 2.294 T$

Nivel 3 (C-B)

Peso transmitido por la dala del nivel 4:	14.58 T	
Peso del muro del entrepiso 4: $2.61m(7m)0.25T/m^2 =$	4.57	} 19.6T
Losa del nivel 3: $0.810T/m^2(15m^2) =$	12.15	
Dala del nivel 3: $0.6m(0.25m)8m(2.4T/m^3) =$	2.88	
	<u>34.18T</u>	

(B-A)	
Losa: $0.81T/m^2(0.81m^2) =$	0.656T
Trabe: $0.6m(0.25m)1.8m(2.4T/m^3) =$	0.648
	<u>1.304T</u>

$$W = \frac{1.304T}{1.8m} = 0.724 T/m$$

$$P \text{ en } \textcircled{A} = \frac{4.59m^2}{2} (0.81T/m^2) + 3m(0.2m \times 0.35m)2.4T/m^3 = 2.363T$$

Nivel 2 (C-B)

Peso transmitido por la dala del nivel 3:	34.18 T
Muro, losa y dala:	19.6
	<u>53.78T</u>

(B-A)	
$W = 0.724T/m.$	$P \text{ en } \textcircled{A} = 2.363T$

Nivel 1 (C-B)

Peso transmitido por la dala del nivel 2:	53.78 T
Muros, losa y dala:	19.6
	<u>73.38 T</u>

(B-A)	
$W = 0.724T/m.$	$P \text{ en } \textcircled{A} = 2.363T$

$$\text{Eje } \textcircled{2} = \textcircled{3} = \textcircled{4}$$

Nivel 4 (C-B)

Losa: $0.78T/m^2(30m^2) =$	23.4 T
Dala:	2.88
	<u>26.28 T</u>

(B-A)	
Losa: $0.78T/m^2(1.62m^2) =$	1.264T
Trabe:	0.648
	<u>1.912T</u>

$$W = \frac{1.912T}{1.8m} = 1.062T/m$$

$$P \text{ en } \textcircled{A} = 4.59m^2(0.78T/m^2) + 6m(0.2m \times 0.35m)2.4T/m^3 = 4.588T$$

Nivel 3 (C-B)

Peso transmitido por la dala del nivel 4:	26.28 T	
Peso del muro del entrepiso 4:	4.57	} 31.75T
Losa del nivel 3: $0.81T/m^2(30m^2) =$	24.3	
Dala del nivel 3:	2.88	
	<u>58.03 T</u>	

$$\begin{array}{r} \text{(B-A)} \\ \text{Losa: } 0.81\text{T/m}^2 (1.62\text{m}^2) = 1.312\text{T} \\ \text{Trabe: } 0.648 \\ \hline 1.96\text{T} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} W = 1.96\text{T}/1.8\text{m} = 1.089\text{T/m} \\ \text{P en } \textcircled{A} = 4.59\text{m}^2 (0.81\text{T/m}^2) + 6\text{m} (0.2\text{m} \times 0.35\text{m}) 2.4\text{T/m}^3 = 4.726\text{T} \end{array}$$

$$\begin{array}{r} \text{Nivel 2 (C-B)} \\ \text{Peso transmitido por la dala del nivel 3: } 58.03\text{T} \\ \text{Muro, losa y dala: } 31.75 \\ \hline 89.78\text{T} \end{array}$$

$$\begin{array}{r} \text{(B-A)} \\ W = 1.089\text{T/m} \\ \text{P en } \textcircled{A} = 4.726\text{T} \end{array}$$

$$\begin{array}{r} \text{Nivel 1 (C-B)} \\ \text{Peso transmitido por la dala del nivel 2: } 89.78\text{T} \\ \text{Muro, losa y dala: } 31.75\text{T} \\ \hline 121.53\text{T} \end{array}$$

$$\begin{array}{r} \text{(B-A)} \\ W = 1.089\text{T/m} \\ \text{P en } \textcircled{A} = 4.726\text{T} \end{array}$$

Eje \textcircled{B}

$$\begin{array}{r} \text{Nivel 4: } \textcircled{1} \text{ a } \textcircled{2} = \textcircled{2} \text{ a } \textcircled{3} = \textcircled{3} \text{ a } \textcircled{4} = \textcircled{4} \text{ a } \textcircled{5} \\ \text{Losa: } 0.78\text{T/m}^2 (4.59\text{m}^2 + 9\text{m}^2) = 10.6\text{T} \\ \text{Trabe: } 0.6\text{m} (0.25\text{m}) 6\text{m} (2.4\text{T/m}^3) = 2.16 \\ \hline 12.76\text{T} \end{array}$$

$$W = 12.76\text{T}/6\text{m} = 2.127\text{T/m}$$

$$\begin{array}{r} \text{Nivel 3 = nivel 2 = nivel 1: } \textcircled{1} \text{ a } \textcircled{2} = \textcircled{2} \text{ a } \textcircled{3} = \textcircled{3} \text{ a } \textcircled{4} = \textcircled{4} \text{ a } \textcircled{5} \\ \text{Peso del muro del entrepiso 4: } 1.15\text{m} (4.75\text{m}) 0.25\text{T/m}^2 = 1.366\text{T} \\ \text{Losa del nivel 3: } 0.81\text{T/m}^2 (13.59\text{m}^2) = 11.008 \\ \text{Trabe del nivel 3: } 2.16 \\ \hline 17.262\text{T} \end{array}$$

$$W = 14.534\text{T}/6\text{m} = 2.422\text{T/m}$$

Eje \textcircled{C}

$$\begin{array}{r} \text{Nivel 4: } \textcircled{1} \text{ a } \textcircled{2} = \textcircled{2} \text{ a } \textcircled{3} = \textcircled{3} \text{ a } \textcircled{4} = \textcircled{4} \text{ a } \textcircled{5} \\ \text{Losa: } 0.78\text{T/m}^2 (9\text{m}^2) = 7.02\text{T} \\ \text{Trabe: } 2.16 \\ \hline 9.18\text{T} \end{array}$$

$$W = 9.18\text{T}/6\text{m} = 1.53\text{T/m}$$

Nivel 3 = nivel 2 = nivel 1 : ① a ② = ② a ③ = ③ a ④ = ④ a ⑤
 Peso del muro del entrepiso 4: $1.15m(5.75m)0.25T/m^2 = 1.653 T$
 Losa del nivel 3: $0.81 T/m^2(9m^2) = 7.29$
 Trabe del nivel 3: 2.16
 $11.103 T$

$$q = \frac{11.103 T}{6m} = 1.85 T/m$$

Rigideces de entrepiso de los marcos de los ejes B y C

utilizando el método de Wilbur

$$E = 10\ 000\sqrt{f'c} = 10\ 000\sqrt{200} = 141\ 421.36\text{kg/cm}^2 = 141.4 T/\text{cm}^2$$

$$h_1 = 321\text{ cm.} = h_2 = h_3 = h_4$$

$$k_{c1} = \frac{I}{h} = \frac{50(25)^3}{12} \frac{1}{321} = 202.82; \quad \sum k_{c1} = 5k_{c1} = 1014.084 = \sum k_{c2} = \sum k_{c3} = \sum k_{c4}$$

$$k_{t1} = \frac{I}{L} = \frac{25(60)^3}{12} \frac{1}{600} = 750; \quad \sum k_{t1} = 4k_{t1} = 3000 = \sum k_{t2} = \sum k_{t3} = \sum k_{t4}$$

$$k_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\sum k_{c1}} + \frac{h_1+h_2}{\sum k_{t1} + \sum k_{c1}} \right]} = \frac{48 (141.4)}{321 \left[\frac{4(321)}{1014.084} + \frac{321+321}{3000+1014.084} \right]}$$

$$k_1 = 14.342 T/\text{cm.}$$

$$k_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\sum k_{c2}} + \frac{h_1+h_2}{\sum k_{t1} + \sum k_{c1}} + \frac{h_2+h_3}{\sum k_{t2}} \right]} = \frac{48 (141.4)}{321 \left[\frac{4(321)}{1014.084} + \frac{321+321}{3000+1014} + \frac{321+321}{3000} \right]}$$

$$k_2 = 12.52 T/\text{cm.}$$

$$k_3 = \frac{48 E}{h_3 \left[\frac{4h_3}{\sum k_{c3}} + \frac{h_2+h_3}{\sum k_{t2}} + \frac{h_3+h_4}{\sum k_{t3}} \right]} = \frac{48 (141.4)}{321 \left[\frac{4(321)}{1014.1} + \frac{321+321}{3000} + \frac{321+0}{3000} \right]}$$

$$k_3 = 13.32 T/\text{cm.}$$

$$k_4 = \frac{48 E}{h_4 \left[\frac{4h_4}{\sum k_{c4}} + \frac{h_2+h_3}{\sum k_{t2}} + \frac{h_3+h_4}{\sum k_{t3}} \right]} = \frac{48 (141.4)}{321 \left[\frac{4(321)}{1014.1} + \frac{321+321}{3000} + \frac{321+0}{3000} \right]}$$

$$k_4 = 13.32 T/\text{cm.}$$

Análisis sísmico

Nivel 4: W losa = $24m \times 9.8m (0.774T/m^2) = 182.045 T$
 W trabes = $97m(0.25m \times 0.6m)2.4T/m^3 = 34.92$
 $216.965 T$

Nivel 3 = 2 = 1:

$$\begin{aligned}
 W \text{ losa} &= 24\text{m} \times 9.8\text{m} (0.784 \text{ T/m}^2) = 184.397 \text{ T} \\
 W \text{ trabes} &= 34.92 \\
 W \text{ columnas} &= 10(3.21\text{m})0.25\text{m} \times 0.5\text{m} (2.4\text{T/m}^3) = 9.63 \\
 W \text{ muros} &= (2.61\text{m} \times 35\text{m} + 1.15\text{m} \times 23\text{m} + 1.15\text{m} \times 19\text{m}) 0.25\text{T/m}^2 = 34.912 \\
 & \underline{263.859 \text{ T}}
 \end{aligned}$$

Cortante directo en dirección y

$Q = 2$, por tratarse del caso 3, tipo de estructuración 1 del artículo 235.

Ya que la construcción se encuentra en la zona III (terreno blando), y a que se trata de una estructura importante (grupo A), según el art. 234, $c = 1.3(0.24) = 0.312$. Y según el art. 236, $a_0 = 1.3(0.06) = 0.078$

Según el art. 240 sección I :

Nivel	Entrepiso	Wi (T)	hi (m)	Wi hi (T-m)	Pi (T)	Vi (T)
4		216.96		2785.77	55.71	
3	4	263.86	12.84	2540.97	50.81	55.71
2	3	263.86	9.63	1693.98	33.87	106.52
1	2	263.86	6.42	846.99	16.94	140.39
	1	263.86	3.21			157.33
Σ		1008.5		7867.71		

Cálculo de P_i ; $V_{base} = \frac{c}{Q} = \frac{0.312}{2} = 0.156 \geq a_0$

$V_{base} = 0.156(W=1008.54\text{T}) = 157.33\text{T}$; $\sum_{i=1}^4 W_i h_i K = 157.33$

$\Rightarrow K = \frac{157.33}{7867.71} = 0.01999$; $P_i = K W_i h_i$

Rigidez de entrepiso del muro de cortante según el método de Stodolla Vianello Newmark

Análisis para el muro del eje ① :

$$\left. \begin{aligned}
 W_{losa} &: (3\text{m} \times 9.8\text{m}) 0.774\text{T/m}^2 = 22.756 \text{ T} \\
 W_{trabes} &: 15.8\text{m}(0.25\text{m} \times 0.6\text{m})2.4\text{T/m}^3 = 5.688 \text{ T} \\
 & \underline{28.444 \text{ T}}
 \end{aligned} \right\} \text{ Nivel 4}$$

$$\begin{array}{r}
 W_{losa}: (3m \times 9.8m) 0.784T/m^2 = 23.05 T \\
 W_{trabes}: 5.688 \\
 W_{columnas}: 2(3.21m)(0.25m \times 0.5m) 2.4T/m^3 = 1.926 \\
 W_{muros}: 9.8m(2.61m) 0.25T/m^2 = 6.39 \\
 \hline
 \phantom{W_{losa}:} \phantom{W_{trabes}:} \phantom{W_{columnas}:} \phantom{W_{muros}:} 37.06 T
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} W_{losa} \\ W_{trabes} \\ W_{columnas} \\ W_{muros} \end{array}} \right\} \text{ Nivel } 3=2=1$$

El muro se construirá con bloque de concreto tipo pesado (15 X 20 X 40cm.), con mortero tipo 1: 1:1/4:3, cemento:cal:arena (volúmenes).
Según NTCRCDF # 403: E para bloque de concreto (cargas de corta duración) = 600 f^mm

$$f^*m = \text{esfuerzo resistente en compresión} = 20\text{kg/cm}^2$$

$$E = 600(20) = 12\,000 \text{ kg/cm}^2 = 12T/\text{cm}^2$$

$$G = 0.3E = 3600\text{kg/cm}^2 = 3.6T/\text{cm}^2$$

$$A = 15 \times 800 = 12\,000 \text{ cm}^2$$

$$I = 15 \times 800^3 = 6.4 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$EI = 7.68 \times 10^9 \text{ T-cm}^2$$

$$GA/1.2 = 36\,000 \text{ T}$$

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

$$\text{Fuerza sismica} = \frac{Fs \text{ del nivel} \times W_{\text{muro en el nivel}}}{W_{\text{nivel}}}$$

$$Fs_4 = 55.71 \times 28.44 / 216.96 = 7.3 \text{ T}$$

$$Fs_3 = 50.81 \times 37.06 / 263.86 = 7.14 \text{ T}$$

$$Fs_2 = 33.87 \times 37.06 / 263.86 = 4.76 \text{ T}$$

$$Fs_1 = 16.94 \times 37.06 / 263.86 = 2.38 \text{ T}$$

W(T)	masa = $m = W/g$ (Tseg ² /cm)	Fza. sismica (T)	Cortante $V_i = \sum F_i$ (T)	Area de cortante $A_c = V_i \Delta H$
28.44	0.02899	7.3	7.3	2343.3
37.06	0.03778	7.14	14.44	4635.24
37.06	0.03778	4.76	19.2	6163.2
37.06	0.03778	2.38	21.58	6927.18

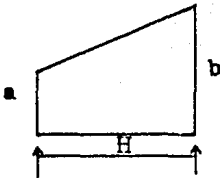
Diagrama de momentos	Viga conjugada M/EI	Cargas puntuales por el método de Newmark
2343.3	2343.3/EI	874815.9/EI
6978.54	6978.54/EI	2321846.5/EI
13141.74	13141.74/EI	4259359.7/EI
20068.92	20068.92/EI	2850455.4/EI

Cortante	Area de cortante = Cort. ($\Delta i = 321\text{cm}$) / EI	Desplazamiento por flexión $X_f = \text{momento} = \Sigma \text{Area de cortante}$
<u>10306478</u> EI	0.4307785	1.24 cm.
<u>9431661.6</u> EI	0.3942139	0.810
<u>7109815.1</u> EI	0.297168	0.416
<u>2850455.4</u> EI	0.1191401	0.119

Desp. relt. por cortante $X_v = 1.2VL/GA$	Desp. por cortante = X_v	Desp. total = $X_f + X_v$ (cm.)
$V_4 = 7.3 \text{ T}$	$\Delta = 0.065$	0.557
$V_3 = 14.44$	$\Delta = 0.129$	0.492
$V_2 = 19.2$	$\Delta = 0.171$	0.363
$V_1 = 21.58$	$\Delta = 0.192$	0.192

Desp. relativo = Δ_r	Rigidez (T/cm.) $k = V/\Delta$
0.495	15.0
0.523	27.6
0.468	41.0
0.311	69.0

Nota: El diagrama de momentos dividido entre EI se considera como cargas puntuales con los siguientes valores:

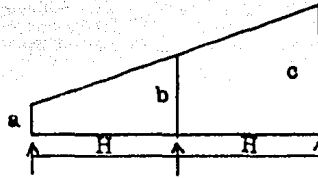


$$R = (2a+b)H/6$$

$$R = (a+2b)H/6$$

Dirección y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Rigidez del entrepiso 4} = 5\text{muros}(15\text{T/cm}) = 75 \text{ T/cm.} \\ \text{Rigidez del entrepiso 3} = 5\text{muros}(27.6\text{T/cm}) = 138\text{T/cm.} \\ \text{Rigidez del entrepiso 2} = 5\text{muros}(41\text{T/cm}) = 205\text{T/cm.} \\ \text{Rigidez del entrepiso 1} = 5\text{muros}(69\text{T/cm}) = 345\text{T/cm.} \end{array} \right.$$



$$R = (a+4b+c)H/6$$

Cortante directo en dirección x

$Q=4$ por tratarse del caso 2, tipo de estructuración 1 del art. 235.

Ya que la construcción se encuentra en la zona III (terreno blando), y que es una estructura importante (Grupo A), según el art. 234, $c=1.3(0.24)=0.312$. Y según el art. 236, $e_0=1.3(0.06)=0.078$.

Según el art. 240 sección I:

Nivel	Entrepiso	$W_i(T)$	$h_i(m)$	$W_i h_i(T-m)$	$P_i(T)$	$V_i(T)$
4		216.96		2785.77	27.85	
3	4	263.86	12.84	2540.97	25.41	27.85
2	3	263.86	9.63	1693.98	16.94	53.26
1	2	263.86	6.42	846.99	8.47	70.2
	1	263.86	3.21			78.67
		1008.54		7867.71		

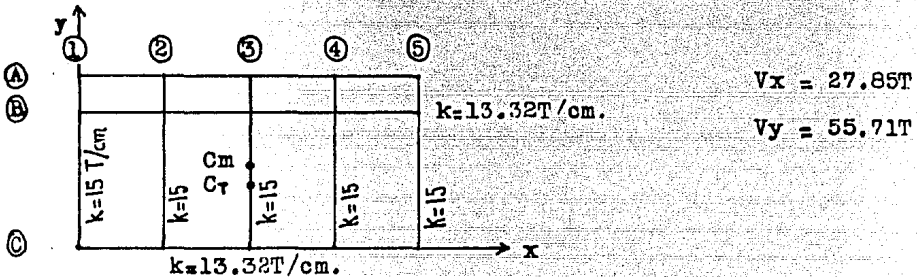
$$\text{Cálculo de } P_i; \quad \frac{V_{\text{base}}}{W} = \frac{c}{Q} = \frac{0.312}{4} = 0.078 \geq e_0$$

$$V_{base} = 0.078(W=1008.54T) = 78.67T; \sum_{i=1}^4 W_i h_i \bar{K} = 78.67 \therefore$$

$$\bar{K} = \frac{78.67}{7867.71} = 0.00999; \quad P_i = W_i h_i \bar{K}$$

Determinación de la fuerza cortante total = $V_{directa} + V_{torsión}$

Nivel 4



Ya que la carga es uniforme, C_m (12,4.9)

$$\left. \begin{array}{l} k_B = 13.32 \quad y = 8 \quad kx(y) = 106.56 \\ k_C = \frac{13.32}{26.64} \quad y = 0 \quad \quad \quad 0 \end{array} \right\} \Rightarrow y_r = \frac{106.56}{26.64} = 4.0m.$$

Por simetría en las rigideces $\Rightarrow x_r = 12cm$.

Excentricidad = $C_m - C_r$. Excentricidad sísmica $\left\{ \begin{array}{l} e_{sy} = 4.9 - 4 = 0.9 \\ e_{sx} = 12 - 12 = 0 \end{array} \right.$

Excentricidad corregida $\left\{ \begin{array}{l} e = 1.5e_s + 0.1b \\ e = e_s - 0.1b \end{array} \right.$

$$e_{1y} = 1.5(0.9) + 0.1(9.8) = 2.33$$

$$e_{2y} = 0.9 - 0.1(9.8) = -0.08$$

$$e_{1x} = 1.5(0) + 0.1(24) = 2.4$$

$$e_{2x} = 0 - 0.1(24) = -2.4$$

	kx	\bar{y}	$kx(\bar{y})$	$kx(\bar{y})^2$
k_B	13.32	8-4=4	53.28	213.12
k_C	$\frac{13.32}{26.64}$	-4	-53.28	213.12
				426.24

	k_y	\bar{x}	$k_y \bar{x}$	$k_y (\bar{x})^2$	$J = k_x \bar{y}^2 + k_y \bar{x}^2$ $J = 5826.24 \text{ T-m/cm}$
k1	15	-12	-180	2160	
k2	15	-6	-90	540	
k3	15	0	0	0	
k4	15	6	90	540	
k5	15	12	180	2160	
	<u>75</u>			<u>5400</u>	

Marco o muro	Dirección de fuerza actuante	V directa (T) $V_d = V \frac{k}{\sum k}$	Efecto de torsión (T) $\frac{V e k d}{J}$
B	x	$\frac{27.85(13.32)}{26.64} = 13.92$	$\frac{27.85(2.33)13.32(4)}{5826} = 0.59$
	y	0	$\frac{55.71(-2.4)13.32(4)}{5826} = 1.23$
C	x	$\frac{27.85(13.32)}{26.64} = 13.92$	$\frac{27.85(-0.08)13.32(-4)}{5826} = 0.02$
	y	0	$\frac{55.71(2.4)13.32(-4)}{5826} = -1.23$
1	y	$\frac{55.71(15)}{75} = 11.142$	$\frac{55.71(-2.4)15(-12)}{5826} = 4.13$
	x	0	$\frac{27.85(2.33)15(-12)}{5826} = 2$
2	y	$\frac{55.71(15)}{75} = 11.142$	$\frac{55.71(-2.4)15(-6)}{5826} = 2.065$
	x	0	$\frac{27.85(2.33)15(-6)}{5826} = 1.0$
3	y	$\frac{55.71(15)}{75} = 11.142$	$\frac{55.71(-2.4)15(0)}{5826} = 0$
	x	0	$\frac{27.85(2.33)15(0)}{5826} = 0$

Marco o muro	Dirección de fuerza actuante	$V_d + V_r$ (T)	$V_{total} (T)$ $V_d + V_r + 0.3V_f$
B	x	14.52	14.89
	y	1.23	
C	x	13.94	14.31
	y	1.23	
1	y	15.27	15.8
	x	2	
2	y	13.207	13.5
	x	1.0	
3	y	11.14	11.14
	x	0	0
4	Por simetría con m. 2		13.5
5	Por simetría con m. 1		15.8

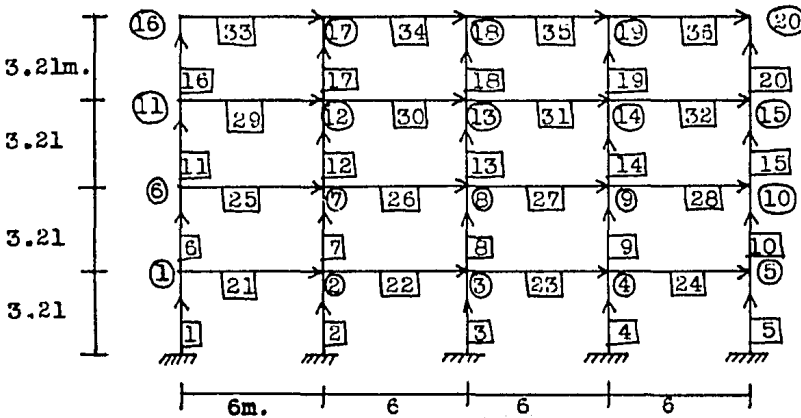
Realizando un análisis similar al anterior se determinaron las cortantes totales, resumiendo:

Marco o muro	Vtotal nivel 1	Vtotal nivel 2	Vtotal nivel 3	Vtotal nivel 4
B	40 T.	35.97 T.	27.59 T.	14.89 T.
C	39.6	35.45	27.01	14.31
1	45.62	40.6	30.69	15.8
2	38.54	34.34	26.0	13.5
3	31.47	28.08	21.3	11.14
4	38.54	34.34	26.0	13.5
5	45.62	40.6	30.69	15.8

Determinación de elementos mecánicos actuantes

Se utilizó el método de las rigideces con la ayuda de una computadora encargada de realizar las operaciones matriciales (ver capítulo II).

Marcos B y C



$$\Theta_A = \phi A + \Delta/L$$

$$\Theta_B = -\phi B + \Delta/L$$

Para columnas, $L=3.21m$.

$$1/L = 0.311$$

Θ = giro en la barra

ϕ = giro en el nudo

Formación de [a] (72X24)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	Δ 1	Δ 2	Δ 3	Δ 4	
A1																									
B1	-1																					-.311			
.
A6																									
B6	1																								
.
A35																									
B35																									
A36																									
B36																									

Esta matriz [a] sirve para los marcos B y C

Formación de [k]

$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$; $E = 10000 \sqrt{f'c} = 1414214 \text{ T/m}^2$

$I \text{ columna} = \frac{0.5(0.25)^3}{12(3.21)} = 2.028 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$I \text{ trabe} = \frac{0.25(0.6)^3}{12(6)} = 7.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$$[k_i] = \begin{bmatrix} 4EI/L & -2EI/L \\ -2EI/L & 4EI/L \end{bmatrix}$$

Columna $\begin{cases} 4EI/L = 4(1414214)2.028 \times 10^{-4} = 1147.3 \text{ Tm} \\ -2EI/L = -573.6 \end{cases}$

Trabe $\begin{cases} 4EI/L = 4(1414214)7.5 \times 10^{-4} = 4242.6 \text{ Tm} \\ -2EI/L = -2121.3 \end{cases}$

	1	2	3	4	...	69	70	71	72
1	1147.3	-573.6							
2	-573.6	1147.3							
3			1147.3	-573.6					
4			-573.6	1147.3					
.					:	:			
69							4242.6	-2121.3	
70							-2121.3	4242.6	
71									4242.6
72									-2121.3

Esta matriz [k] sirve para los marcos B y C

Formación de $\{F\}$

Se formará primeramente $\{F\}$ sísmica a partir del análisis sísmico ya hecho.

Para el marco B :

$$\left. \begin{array}{c} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ \cdot \\ \cdot \\ 19 \\ 20 \\ 21 \\ 22 \\ 23 \\ 24 \end{array} \right\} \{F\} = \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \cdot \\ \cdot \\ 0 \\ 0 \\ 40 \\ 35.97 \\ 27.59 \\ 14.89 \end{array} \right\} \quad (24 \times 1)$$

Con estas matrices se alimentó a la computadora para que determinara primeramente si los desplazamientos relativos de entrepiso eran permisibles según el art. 242 del RCDF.

Los cálculos hechos por la máquina fueron los siguientes (ver nomenclatura en el cap. II):

$$[a]^T ; [K] = [a]^T [k] [a] ; [K]^{-1} ; \{d\} = [K]^{-1} \{F\}$$

A partir de $\{d\} = \{\text{desplazamientos en los nudos}\} \Rightarrow \Delta_{\max} = \Delta 2$

$$\Delta 2 = 2.93 \text{ cm. } (Q=4) = 11.73 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{permisible}} (\text{art. 242}) \leq 0.016 (321 \text{ cm.}) = 5.136 \text{ cm.}$$

Ya que $\Delta_{\max} > \Delta_{\text{permisible}} \therefore$ se tuvo que modificar la sección de la columna.

Proponiendo una columna de 35X50cm., y modificando solamente $[k]$ (según el ejemplo), se obtuvo una $\Delta_{\max} = \Delta 2 = 1.48 \text{ cm. } (Q=4) = 5.92 \text{ cm.}$
 $5.92 \text{ cm.} > \Delta_{\text{perm.}} \therefore$ se tuvo que volver a modificar la sección de la columna.

Proponiendo una columna de 40X50cm., modificando $[k]$, se obtuvo $\Delta_{\max} = \Delta 2 = 1.215 \text{ cm. } (Q=4) = 4.86 \text{ cm.} < \Delta_{\text{perm.}} \therefore$ se utilizó esta columna de 40X50cm.

Los cálculos prosiguieron con: $\{e\} = [a] \{d\} ; \{p\} = [k] \{e\}$, donde:

Henglón Barra

1	1	$\{p\} = \left\{ \begin{array}{l} -14.253 \text{ T-m.} \\ 7.758 \\ -16.378 \\ 12.008 \\ \vdots \\ \vdots \\ -5.071 \\ 6.768 \\ -2.186 \\ 4.279 \\ \vdots \\ \vdots \\ 3.219 \\ -3.119 \\ 3.649 \\ -4.279 \end{array} \right\}$	= Vector de momentos flexionantes en las barras del marco B debidos a la fuerza sísmica
2			
3	2		
.	.		
.	.		
37	19		
38			
39	20		
40			
.	.		
69	35		
70			
71	36		
72			

(72X1)

Formación de $\{F\}$ sísmica para el marco C :

1	$\{F\} = \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \\ 39.6 \text{ T.} \\ 35.45 \\ 27.01 \\ 14.31 \end{array} \right\}$	(24X1)
2		
3		
4		
.		
.		
19		
20		
21		
22		
23		
24		

Procediendo igual que para el marco B, se obtuvo que:

1	$\{p\} = \left\{ \begin{array}{l} -14.106 \text{ T-m} \\ 7.692 \\ -16.206 \\ 11.891 \\ \vdots \\ \vdots \\ -4.865 \\ 6.528 \\ -2.068 \\ 4.124 \\ \vdots \\ \vdots \\ 3.106 \\ -3.009 \\ 3.518 \\ -4.124 \end{array} \right\}$	= Vector de momentos flexionantes en las barras del marco C debidos a la fuerza sísmica.
2		
3		
4		
.		
.		
37		
38		
39		
40		
.		
69		
70		
71		
72		

(72X1)

Formación de $\{F\}$ por cargas gravitacionales para los marcos B y C.

Renglón

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24

$\{F\} = \begin{Bmatrix} M' \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -M' \\ M' \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -M' \\ M' \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -M' \\ M' \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -M' \\ C \\ C \\ C \\ C \end{Bmatrix}$

Marco B:

$$M = \frac{wL^2}{12} = \frac{2.567(6)^2}{12} = 7.701 \text{ T-m.}$$

$$M' = \frac{wL^2}{12} = \frac{2.877(6)^2}{12} = 8.631 \text{ T-m.}$$

Marco C:

$$M = \frac{wL^2}{12} = \frac{1.566(6)^2}{12} = 4.698 \text{ T-m.}$$

$$M' = \frac{wL^2}{12} = \frac{1.886(6)^2}{12} = 5.658 \text{ T-m.}$$

El análisis por cargas gravitacionales se realizó en 2 etapas:

- 1) Empotramiento ficticio de toda la estructura, considerándose los momentos de empotramiento en todas las vigas, causados por las cargas uniformemente distribuidas $\Rightarrow \{p\}$
- 2) Aplicación de $\{F\}$ correspondiente para contrarrestar el empotramiento ficticio $\Rightarrow \{p'\}$

Momentos finales internos en las barras = $\{p\} = \{p\} + \{p'\}$

Renglón

1	0
"	·
"	·
40	0
41	-M'
42	-M'
43	-M'
44	-M'
·	·
·	·
63	-M'
64	-M'
65	-M'
66	-M'
·	·
·	·
71	-M
72	-M

$\{p'\} =$ (etapa 1)

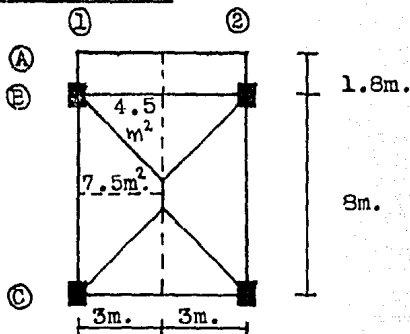
$\{p''\}$ (etapa 2) = $[k] \{e\}$; $\{e\} = [a] \{d\}$; $\{d\} = [K]^{-1} \{F\}$; $[K] = [a]^T [k] [a]$

Realizando las operaciones matriciales, y sumando etapas:

Renglón	Marco B	Marco C
1	1.318 T-m.	0.865 T-m.
2	-2.637	-1.73
3	-0.142	-0.093
4	0.285	0.188
·	·	·
·	·	·
37	0.416	0.265
38	-0.631	-0.384
39	-3.811	-2.435
40	4.647	2.863
·	·	·
·	·	·
51	-8.818	-5.778
52	-8.538	-5.597
53	-8.538	-5.592
54	-8.818	-5.778
·	·	·
·	·	·
69	-7.438	-4.541
70	-8.202	-4.996
71	-8.833	-5.38
72	-4.648	-2.863

$\{p'\} + \{p''\} = \{p\} =$ (72X1)

Carga en columnas



Condiciones gravitacionales	Condiciones sísmicas
<p>Nivel 4: B1, B5</p> $W_{Los} = 0.804T/m^2 (9.9m^2) = 7.96T$ $W_{Trace} = 0.6m(0.25m)4.8m(2.4T/m^3) = 1.728T$ <u>9.688T</u>	$= 0.774T/m^2 (9.9m^2) = 7.663T$ <u>1.728</u> <u>9.391T</u>
<p>B2, B3, B4</p> $W_L = 0.804T/m^2 (19.8m^2) = 15.919T$ $W_T = 0.6m(0.25m)7.8m(2.4T/m^3) = 2.808T$ <u>18.727T</u>	$= 0.774T/m^2 (19.8m^2) = 15.325T$ <u>2.808</u> <u>18.133T</u>
<p>C1, C5</p> $W_L = 0.804T/m^2 (4.5m^2) = 3.618T$ $W_T = 0.6m(0.25m)3m(2.4T/m^3) = 1.08T$ <u>4.698T</u>	$= 0.774T/m^2 (4.5m^2) = 3.483T$ <u>1.08</u> <u>4.563T</u>
<p>C2, C3, C4</p> $W_L = 0.804T/m^2 (9m^2) = 7.236T$ $W_T = 0.6m(0.25m)6m(2.4T/m^3) = 2.16T$ <u>9.396T</u>	$= 0.774T/m^2 (9m^2) = 6.996T$ <u>2.16</u> <u>9.126T</u>
<p>Nivel 3: B1, B5</p> $W_{LyT} \text{ del nivel 4} = 9.688T$ $W_{Columna} = 0.5m(0.4m)3.21m(2.4T/m^3) = 1.541T$ $W_{Mur} = 1.366/2 = 0.683T$ $W_{Nivel 3} = 0.834T/m^2 (9.9m^2) = 8.257T$ $W_T \text{ nivel 3} = 1.728T$ <u>21.897T</u>	$9.391T$ <u>1.541</u> <u>0.683</u> $= 0.784T/m^2 (9.9m^2) = 7.762T$ <u>1.728</u> <u>21.125T</u>
<p>B2, B3, B4</p> $W_{LyT} \text{ del nivel 4} = 18.727T$ $W_C = 1.541T$ $W_M = 1.366T$ $W_L \text{ nivel 3} = 0.834T/m^2 (19.8m^2) = 16.513T$ $W_T \text{ nivel 3} = 2.808T$ <u>40.955T</u>	<u>18.133T</u> <u>1.541</u> <u>1.366</u> $= 0.784T/m^2 (19.8m^2) = 15.523T$ <u>2.808</u> <u>39.371T</u>

Condiciones gravitacionales	Condiciones sísmicas	
C1 , C5		
WLyT del nivel 4=	4.698T	4.563T
WC =	1.541	1.541
WM = 1.653/2 =	0.826	0.826
WL nivel 3=0.834T/m ² (4.5m ²)=	3.753	=0.784T/m ² (4.5m ²)= 3.528T
WT nivel 3=	1.08	1.08
	<u>11.898T</u>	<u>11.538T</u>
C2 , C3 , C4		
WLyT del nivel 4=	9.396T	9.126T
WC =	1.541	1.541
WM =	1.653	1.653
WL nivel 3=0.834T/m ² (9m ²)=	7.506	=0.784T/m ² (9m ²)= 7.056
WT nivel 3=	2.16	2.16
	<u>22.256T</u>	<u>21.536T</u>
Nivel 2: B1 , B5		
W nivel 3 =	21.897T	21.125T
WC =	1.541	1.541
WM =	0.683	0.683
WL nivel 2 =	8.257	7.762
WT nivel 2 =	1.728	1.728
	<u>34.106T</u>	<u>32.839T</u>
B2 , B3 , B4		
W nivel 3 =	40.955T	39.371T
WC =	1.541	1.541
WM =	1.366	1.366
WL nivel 2 =	16.513	15.523
WT nivel 2 =	2.808	2.808
	<u>63.183T</u>	<u>61.109T</u>
C1 , C5		
W nivel 3 =	11.898T	11.538T
WC =	1.541	1.541
WM =	0.826	0.826
WL nivel 2=	3.753	3.528
WT nivel 2=	1.08	1.08
	<u>19.098T</u>	<u>18.51T</u>
C2 , C3 , C4		
W nivel 3 =	22.256T	21.536T
WC =	1.541	1.541
WM =	1.653	1.653
WL nivel 2 =	7.506	7.506
WT nivel 2 =	2.16	2.16
	<u>35.116</u>	<u>33.946T</u>
Nivel 1: B1 , B5		
W nivel 2 =	34.106T	32.839T
WC =	1.541	1.541
WM =	0.683	0.683
WL nivel 2 =	7.506	7.056
WT nivel 2 =	2.16	2.16
	<u>35.116T</u>	<u>33.946T</u>

Condiciones gravitacionales	Condiciones sismicas	
B2 , B3 , B4		
W nivel 2 =	63.183T	61.109T
WC =	1.541	1.541
WM =	1.366	1.366
WL nivel 2 =	16.513	15.533
WT nivel 2 =	2.808	2.808
	<u>85.411T</u>	<u>82.347T</u>
C1 , C5		
W nivel 2 =	19.098T	18.51T
WC =	1.541	1.541
WM =	0.826	0.926
WL nivel 2 =	3.753	3.528
WT nivel 2 =	1.08	1.08
	<u>26.298T</u>	<u>25.485T</u>
C2 , C3 , C4		
W nivel 3 =	35.116T	33.946T
WC =	1.541	1.541
WM =	1.653	1.653
WL nivel 2 =	7.506	7.056
WT nivel 2 =	2.16	2.16
	<u>47.976T</u>	<u>46.356T</u>

Diseño de columnas (Se ejemplificará el procedimiento para las columnas C1 y C5)

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

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

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

$$Ac = 40 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 2000 \text{ cm}^2$$

$$Ac f''c = 2000(0.136) = 272 \text{ T}$$

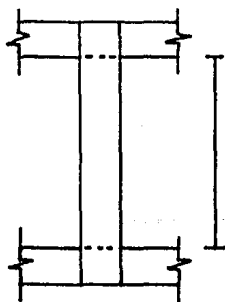
$$r = 0.3h = 0.3(40 \text{ cm.}) = 12 \text{ cm.}$$

$$Ec = 141400 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = \frac{4200}{136} = 30.88$$

$$f''c = 136$$

Columnas con extremos no restringidos



$$\frac{I}{L} \text{ trabe} = \frac{25(60)^3}{12} \frac{1}{600} = 750$$

$$\frac{I}{L} \text{ columna} = \frac{50(40)^3}{12} \frac{1}{321} = 831$$

H = 256 cm.

Nivel 1:

Se pueden despreciar efectos de esbeltez si $\frac{H'}{r} < 22$

r

Nudo sup., $\psi = \frac{2(831)}{750} = 2.22$; Nudo inf. (empotramiento), $\psi = 0$

Nomograma de las NTCRCDF #401 $\Rightarrow K=1.3 \therefore H'=KH=1.3(256)=332.8\text{cm}$.
 $\frac{H'}{r} = \frac{332.8}{12} = 27.7 < 22 \therefore$ Se deben considerar efectos de esbeltez

determinando un F_a .

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\sum Pc}} \geq 1.0$$

$$\sum Pu = 2(28.03) + 2(51) + 51 + 2(49) + 2(90.58) + 90.58 = 578.8\text{T}$$

$$W_{muerta} = \frac{4.5m^2(0.534\text{T/m}^2) + 1.541\text{T} + 0.826\text{T}}{4.5m^2(0.25\text{T/m}^2)} = 4.24 \therefore \frac{W_{viva}}{W_{muerta}} = 0.23585$$

; $100 \cdot 23.585 = 76.41\%$ por carga muerta

Momento máximo por cargas gravitacionales $= (FC=1.5)1.73 = 2.595\text{T-m}$

Momento máximo por carga muerta $= 1.5(1.73)0.7641 = 1.983\text{T-m}$.

Momento máximo de diseño $= (FC=1.1)(1.73+7.692) = 10.364\text{T-m}$.

$$u = 1.983 = 0.191$$

$$I_g = \frac{10.364}{12} = 266666.7\text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1+u} = \frac{0.4(141400)266666.7}{1+0.191} = 1.266 \times 10^{10}\text{ kg-cm}^2$$

Para columnas B1, B5, C1 y C5:

$$P_c = \frac{FR \eta^2 EI}{(H')^3} = \frac{0.85 \eta^2 1.266 \times 10^{10}}{332.8^3} = 958927\text{ kg}$$

Para columnas de los ejes ②, ③ y ④:

Nudo sup. $\psi = \frac{2(831)}{2(750)} = 1.108$; Nudo inf. empotrado $\Rightarrow \psi = 0$

Nomograma de las NTCRCDF #401 $\Rightarrow K=1.17 \therefore H'=KH=1.17(2.56)=2.995\text{m}$.

$$P_c = \frac{0.85 \eta^2 1.266 \times 10^{10}}{299.5^3} = 1\ 184\ 019.1\text{ kg}$$

$$\sum Pc = 4(958.9) + 6(1184) = 10939.6\text{T}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{578.8}{10939.6}} = 1.056$$

e accidental $x = 0.05(40\text{cm.}) = 2\text{cm.} \geq 2\text{cm.}$; $P_u = 28.03\text{T}$

$M_{\text{max. y}} = 17.42 + 28.03(0.02) = 17.98\text{T-m}$

$M_u \text{ y } = F_a M_{\text{max. y}} = 1.056(17.98) = 18.98\text{T-m}$.

e $x = 13.98 = 0.677\text{m.}$; $\frac{d}{h} = \frac{35}{40} = 0.875 \geq 0.9$

$$e_x = 1.69$$

η x

Suponiendo 4 vars. #6: $4(2.85\text{cm}^2) = 11.4\text{cm}^2$;

$$p = \frac{11.4}{50(40)} = 5.7 \times 10^{-3} = \rho_s ; q = p \frac{f_y}{f'_c} = 5.7 \times 10^{-3} (30.88) = 0.176$$

Ayudas de diseño de las NTCRCDF #401 $\Rightarrow K=0.06$

$$P_u = FR b h f'_c K = 231.2 K (\text{T.}) = 231.2(0.06) = 13.872\text{T} < P_u = 28.03$$

\therefore no alcanza el armado ;.

Proponiendo 4 vars. #8 = $4(5.02\text{cm}^2) = 20.28\text{cm}^2$; $p = \frac{20.28}{2000} = 0.01014$

$q = 0.01014(30.88) = 0.313 \Rightarrow K = 0.1 \Rightarrow P_u = 23.12\text{T} < 28.03\text{T}$:. todavía no alcanza el acero :.

Proponiendo 4#8 + 2#6 = 25.98cm^2 ; $p = \frac{25.98}{2000} = 0.01299$

$q = 0.01299(30.88) = 0.401 \Rightarrow K = 0.13 \Rightarrow P_u = 30.05\text{T} > 28.03\text{T}$:.
se acepta este armado

Nivel 2

$P_u = 20.36\text{T}$

$M_{\max} y = 12.07 + 20.36(0.02) = 12.48\text{T-m}$

Nudo sup. $\psi = 2.22$; Nudo inf. $\psi = 2.22 \Rightarrow$ Nomograma de las

NTCRCDF#401 $\Rightarrow K = 1.63$:. $H' = KH = 1.63(256) = 417.3\text{cm}$.

$\Sigma P_u = 2(20.36) + 2(37.34) + 37.34 + 2(36.12) + 2(67.22) + 67.22 = 426.64\text{T}$

$u = 0.191$

Para columnas de ejes ① y ⑤ , $P_c = \frac{0.85 \pi^2 1.266 \times 10^{10}}{417.3^2} = 609896\text{kg}$.

Para columnas de los ejes ② , ③ y ④ :

Nudo sup. $\psi = 1.108$; Nudo inf. $\psi = 1.108 \Rightarrow K = 1.33$;

$H' = 1.33(256) = 340.5\text{cm}$. ; $P_c = \frac{1.062 \times 10^{10}}{340.5^2} = 915989\text{kg}$.

$\Sigma P_c = 4(609.9) + 6(915.9) = 7935$

$F_a = \frac{1}{1 - \frac{426.64}{7935}} = 1.057$

$M_u y = 1.057(12.48\text{T-m}) = 13.191\text{T-m}$.

$e_x = 13.191/20.36 = 0.648\text{m}$.

$e_x/h_x = 64.8/40 = 1.62$

Proponiendo 4#8 $\Rightarrow A_s = 20.28\text{cm}^2 \Rightarrow q = 0.313 \Rightarrow K = 0.11$

$P_u = 231.2\text{T}$ $K = 25.43\text{T} > 20.36\text{T}$:. se acepta el armado.

Nivel 3

$P_u = 12.69\text{T}$

$M_{\max} y = 10.31 + 12.69(0.02) = 10.564\text{T-m}$

$\Sigma P_u = 2(12.69) + 3(23.69) + 2(23.23) + 3(43.31) = 272.84\text{T}$

Para columnas de ejes ① y ⑤ : $P_c = 609,896\text{T}$

Para columnas de ejes ② , ③ y ④ : $P_c = 915.9\text{T}$

$\Sigma P_c = 7935$

$F_a = \frac{1}{1 - \frac{272.8}{7935}} = 1.036$

$M_u y = 1.036(10.564) = 10.944\text{T-m}$.

$e_x = 0.862\text{m}$.

$e_x/h_x = 2.156$

Proponiendo 4#8 $\Rightarrow q = 0.313 \Rightarrow K = 0.09 \Rightarrow P_u = 20.81\text{T} > 12.69\text{T}$:.
se acepta el armado.

Nivel 4

$$P_u = 5.02 \text{ T}$$

$$M_{\max} y = 7.68 + 5.02(0.02) = 7.78 \text{ T-m}$$

$$\Sigma P_u = 2(5.02) + 3(10.04) + 2(10.33) + 3(19.94) = 120.64 \text{ T}$$

$$\text{Nudo sup. } \psi = \frac{831}{750} = 1.108; \quad \text{Nudo inf. } \psi = 2.2 \Rightarrow \text{Nomograma de las}$$

$$\text{NTCRCDF\#401} \Rightarrow K = 1.48 \therefore H' = 1.48(256) = 379 \text{ cm.}$$

$$\text{Para columnas de ejes } \textcircled{1} \text{ y } \textcircled{5} : P_c = \frac{1.062 \times 10^6}{379^2} = 739.3 \text{ T}$$

$$\text{Para columnas de ejes } \textcircled{2}, \textcircled{3} \text{ y } \textcircled{4} :$$

$$\text{Nudo sup. } \psi = \frac{831}{2(750)} = 0.554; \quad \text{Nudo inf. } \psi = 1.108 \Rightarrow \text{Nomograma}$$

$$\Rightarrow K = 1.25 \therefore H' = 1.25(256) = 320 \text{ cm.}; \quad P_c = \frac{1.062 \times 10^6}{320^2} = 1037.1 \text{ T.}$$

$$\Sigma P_c = 4(739.3) + 6(1037.1) = 9179.8$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{120.64}{9179.8}} = 1.013$$

$$M_u y = 1.013(5.02) = 5.08 \text{ T-m.}$$

$$e_x = 5.08 / 5.02 = 1.013 \text{ m.}$$

$$e_x / h_x = 2.53$$

$$\text{Proponiendo } \#6 \Rightarrow q = 0.176 \Rightarrow K = 0.055 \Rightarrow P_u = 231.2(0.055) = 12.72 \text{ T}$$

12.72 T > 5.02 T: el acero es suficiente, pero por procedimiento constructivo se utilizarán #8.

Revisión por carga gravitacional

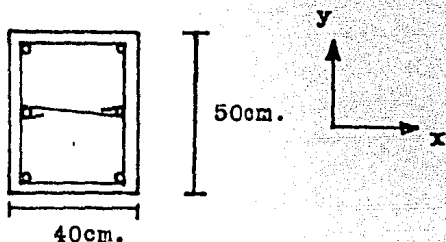
Nivel	As	Pu	M u y	Vale
4	4#8	7.05 T	4.3 T-m	✓
3	4#8	17.85	3.16	✓
2	4#8	28.65	3.67	✓
1	4#8+2#6	39.45	2.59	✓

Procediendo de la misma forma para todas las columnas, se determinó una tabla como la siguiente:

Col.	Nivel	Análisis gravitacional					
		P _{grav.}	M x g	M y g	1.5P _g	1.5M x g	1.5M y g
C1	4	4.7 T	0	2.86 T-m	7.05 T	0	4.3 T-m
	3	11.9	0	2.11	17.85	0	3.16
C5	2	19.1	0	2.45	28.65	0	3.67
	1	26.3	0	1.73	39.45	0	2.59

Col.	Nivel	Análisis sísmico					
		P _s	M x s	M y s	1.1P _s	1.1K	1.1K
				T-m	T-m	(M _{xg} +M _{xs})	(M _{yg} +M _{ys})
C1	4	4.56 T	0	4.12	5.016	0	7.68 T-m
	3	11.54	0	7.27	12.69	0	10.31
C5	2	18.51	0	8.52	20.36	0	12.07
	1	25.48	0	14.11	28.03	0	17.42

La construcción de esta tabla facilitó el diseño.



Estribos

Nivel 1

$$M u y = 18.98 \text{ T-m}$$

$$P u = 28.03 \text{ T}$$

$$V u = \frac{18.98(2)}{3.21} = 11.825 \text{ T} = \frac{M u y (2)}{2 h}$$

Con estribos #2.5 $\Rightarrow a_s = 0.49 \text{ cm} \Rightarrow \phi_{est.} = 0.79 \text{ cm}$.

$$S_{max} = \frac{850}{f_y} = \frac{850}{4200} \cdot 1.9 = 24.92 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 40 \text{ cm} = h$$

Considerando 4#8 $\Rightarrow p = \frac{20.28}{40 \times 50} = 0.01014 > 0.01$.

$$V_{CR} = FR b d \sqrt{f^c} = 8854.4 \text{ kg}$$

$$0.7 f^c A_g + 2000 A_s = 0.7(160)40(50) + 2000(20.28) = 264560 \text{ kg} > P_u \therefore$$

$$1 + 0.007 P_u = 1 + \frac{0.007(28030)}{40 \times 50} = 1.098$$

$$V_{CR} = 1.098(8854 \text{ kg}) = 9721.69 \text{ kg}$$

$$S (\text{Est. 2 ramas}) = \frac{FR a_s f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8(2)0.49(4.2)35}{11.825 - 9.721} = 54.77 \text{ cm}$$

$$S (\text{Est. 3 ramas}) = \frac{FR a_s f_y d}{V_u - V_{CR}} = 82.16 \text{ cm}$$

\therefore para el nivel 1 se usarán E3R#2.5a25

Nivel 2

$$M u y = 1.057 [12.07 + 20.36(0.02)] = 13.188 \text{ T-m}$$

$$V u = \frac{2(13.188)}{3.21} = 8.27 \text{ T}$$

$$\text{Considerando las 4 vars. \#8} \Rightarrow V_{CR} = \left[1 + 0.007 \frac{(20360)}{40 \times 50} \right] 8854 = 9484.9 \text{ kg}$$

Ya que $V_{CR} > V_u$: $S = S_{max} = 25 \text{ cm}$.

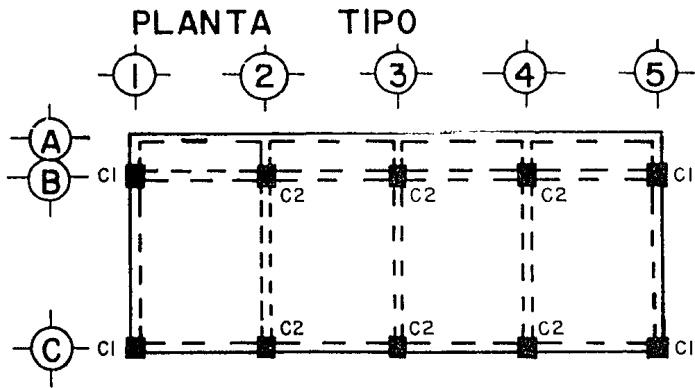
\therefore para el nivel 2 se usarán E2R#2.5a25.

Niveles 3 y 4

$$M u y = 1.057 [7.68 + 5.02(0.02)] = 8.22 \text{ T-m}; \quad V u = \frac{2(8.22)}{3.21} = 5.12 \text{ T}$$

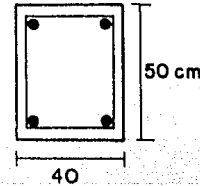
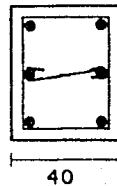
$$\text{Considerando las 4\#8; } V_{CR} = \left[1 + 0.007 \frac{5020}{40 \times 50} \right] 8854 = 9009 \text{ kg} > V_u$$

\therefore para los niveles 3 y 4 : E2R#2.5a25.



Opción I

COLUMNAS TIPO



$f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 "$

TABLA DE COLUMNAS			
TIPO	NIVEL	ARMADO LONGITUDINAL	ARMADO TRANSVERSAL
C1	1	4 # 8 + 2 # 6	E # 2.5 a 25
	2, 3, 4	4 # 8	E # 2.5 a 25
C2	1, 2, 3, 4	4 # 8	E # 2.5 a 25

Diseño de vigas (ejemplo)

Viga ① - ② del eje ③ en el nivel 1

Esta viga -que forma parte del marco B, se diseñó para cargas gravitacionales considerando un $FC=1.5$; y para cargas gravitacionales más accidentales, un $FC=1.1$.

El diagrama de momentos está dibujado con $FC=1.0$. Al dibujar los momentos resistentes es cuando se consideran los $FC=1.5$ y $FC=1.1$.

Los diagramas de cortante aparecen dibujados con sus respectivos factores de carga.

Viga de 25 X 60 X 600cm.

Diseño para $M = +11.3(FC=1.1) = +12.43$ T-m.

$$\frac{MR}{b d^2} = \frac{12.43 \times 10^5}{25(55)^2} = 16.44 \Rightarrow \text{NTCRCDF}\#401 \Rightarrow p=0.0046$$

$$As = p b d = 0.0046(25)55 = 6.325 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 2\#5 \quad As=3.96\text{cm}^2 \\ 1\#6 \quad As=2.85\text{cm}^2 \end{array} \right\} As=6.81\text{cm}^2$$

Diseño para $M = -25.64\text{T-m} = -23.31(1.1)$

$$\frac{MR}{b d^2} = \frac{25.64 \times 10^5}{25(55)^2} = 33.9 \Rightarrow \text{NTCRCDF}\#401 \Rightarrow p=0.0107 \Rightarrow As=14.71\text{cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 4\#6 \quad As=11.4\text{cm}^2 \\ 2\#5 \quad As=3.96\text{cm}^2 \end{array} \right\} As=15.36\text{cm}^2$$

Longitud de desarrollo (NTCRCDF#401)

Varilla # 6 alta; $Ld=71\text{cm}$.
baja; $Ld=51\text{cm}$.

Varilla # 5 alta; $Ld=56\text{cm}$.
baja; $Ld=40\text{cm}$.

Momentos resistentes

Para $M=+12.43\text{T-m}$:

$$2\#5 \quad mr = \frac{As}{As} MR = \frac{3.96}{6.32}(12.43) = 7.79\text{T-m}; \quad 7.79/1.1 = 7.08\text{T-m}.$$

$$7.79/1.5 = 5.19\text{T-m}.$$

Para $M=-25.64\text{T-m}$:

$$2\#6 \quad mr = \frac{5.7}{14.71}(25.64) = 9.93\text{T-m}; \quad 9.93/1.1 = 9.03\text{T-m}.$$

$$9.93/1.5 = 6.62\text{T-m}.$$

$$2\#5 \quad mr = \frac{3.96}{14.71}(25.64) = 6.9\text{T-m};$$

$$6.9/1.1 = 6.27\text{T-m}.$$

$$6.9/1.5 = 4.6\text{T-m}.$$

Estribos

$$2 \text{ vars.}\#6 \Rightarrow p = \frac{5.7}{25(55)} = 0.004145;$$

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

$$V_{CR} = 0.8(25)55[0.2 + 30(0.004145)]\sqrt{160} = 4.5T; \quad V_u = 13.7T.$$

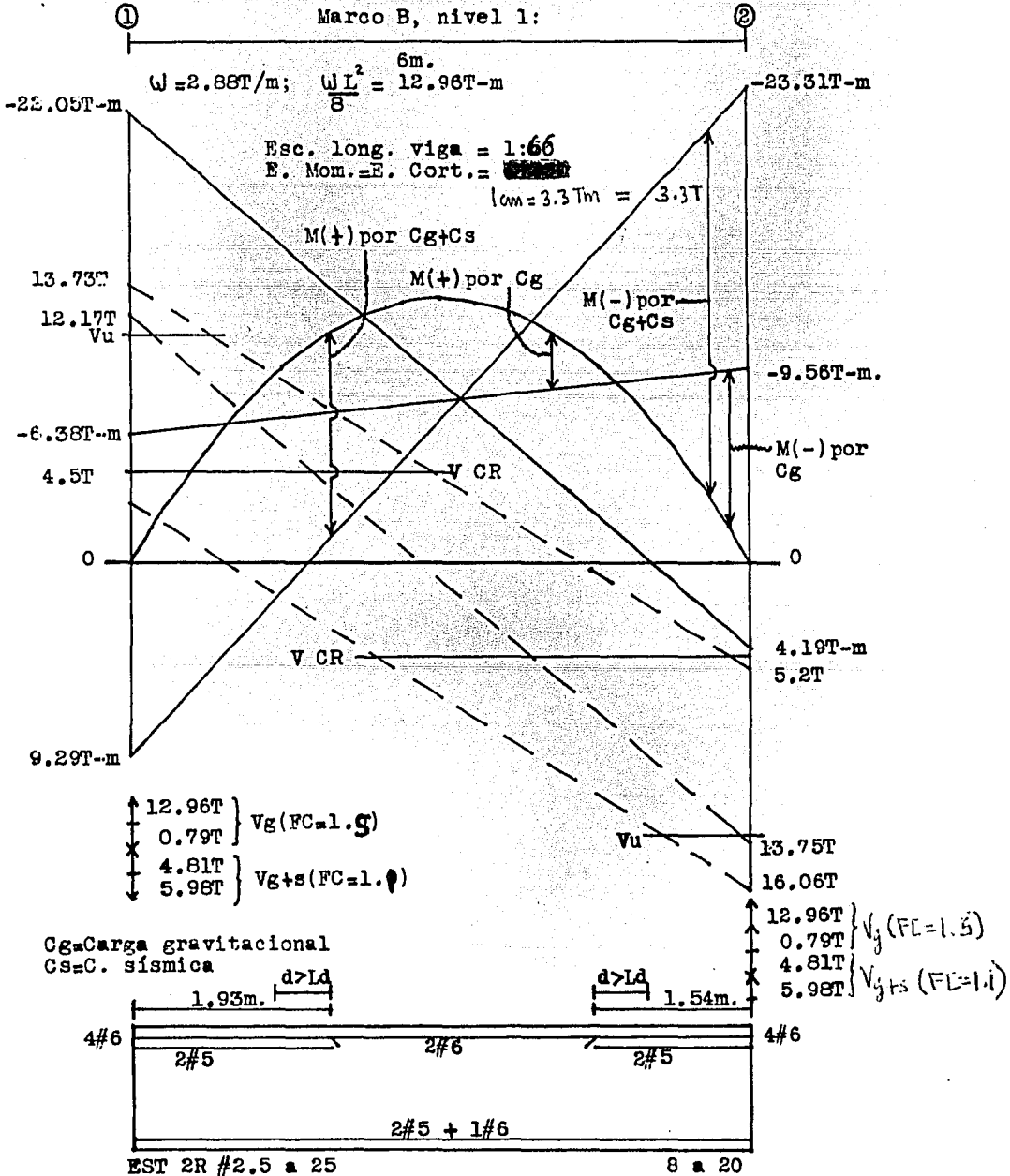
$$1.5FR b d \sqrt{f'_c} = 1.5(0.8)25(55)\sqrt{160} = 20871\text{kg} > V_u = 13.7T.$$

$$V_u = 13.7T < 2.5FR b d \sqrt{f'_c} = 34785 \text{ kg.}$$

$$\therefore S_{\max.} = \frac{d}{2} = \frac{55}{2} = 27\text{cm.}; \quad \text{por construcción } S_{\max.} = 25\text{cm.}$$

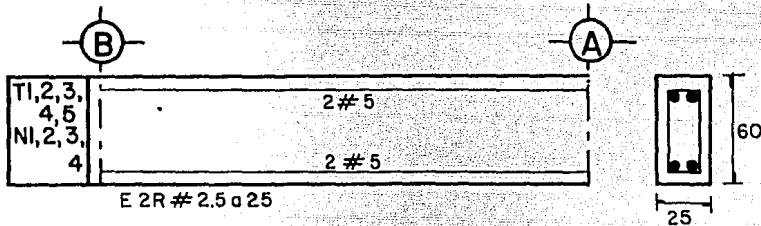
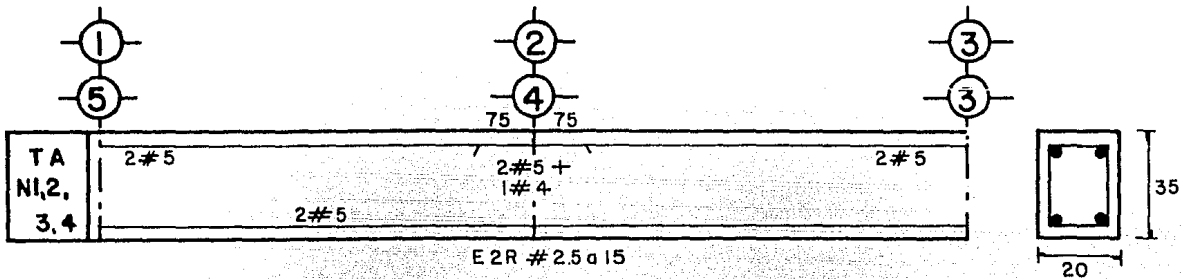
$$V_s = V_u - V_{CR}; \quad V_s = \frac{FR a_s f_y d}{S} = \frac{0.8(0.98)4.2(55)}{S} = \frac{181.1}{S}$$

EST. 2R. #2.5:	S	Vs
	25cm.	7.2T.
	20	9
	15	12



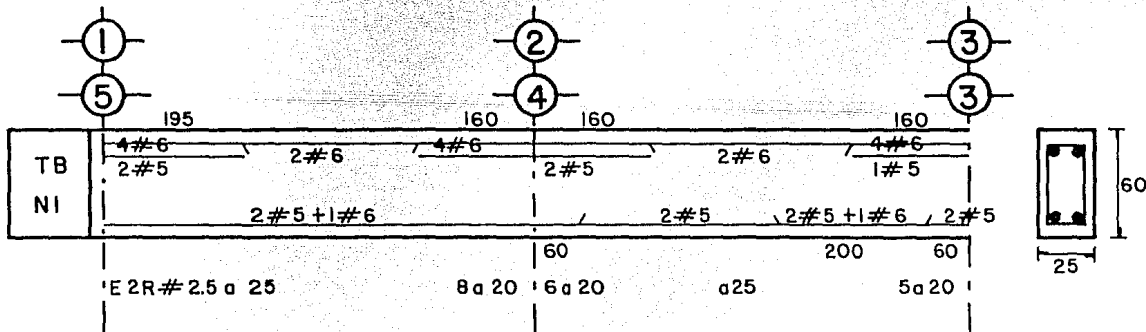
TRABES

Opción 1



$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

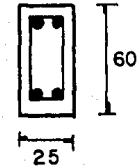
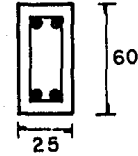
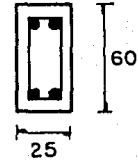
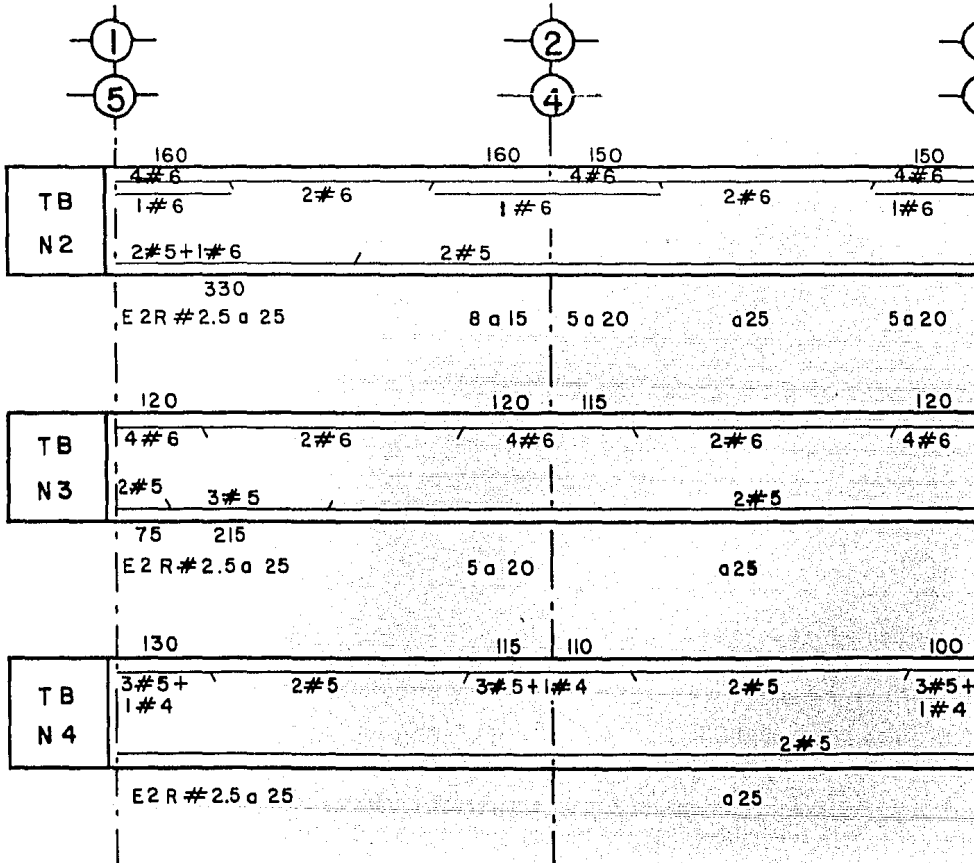
$$f_y = 4200 \text{ ''}$$



TRABES

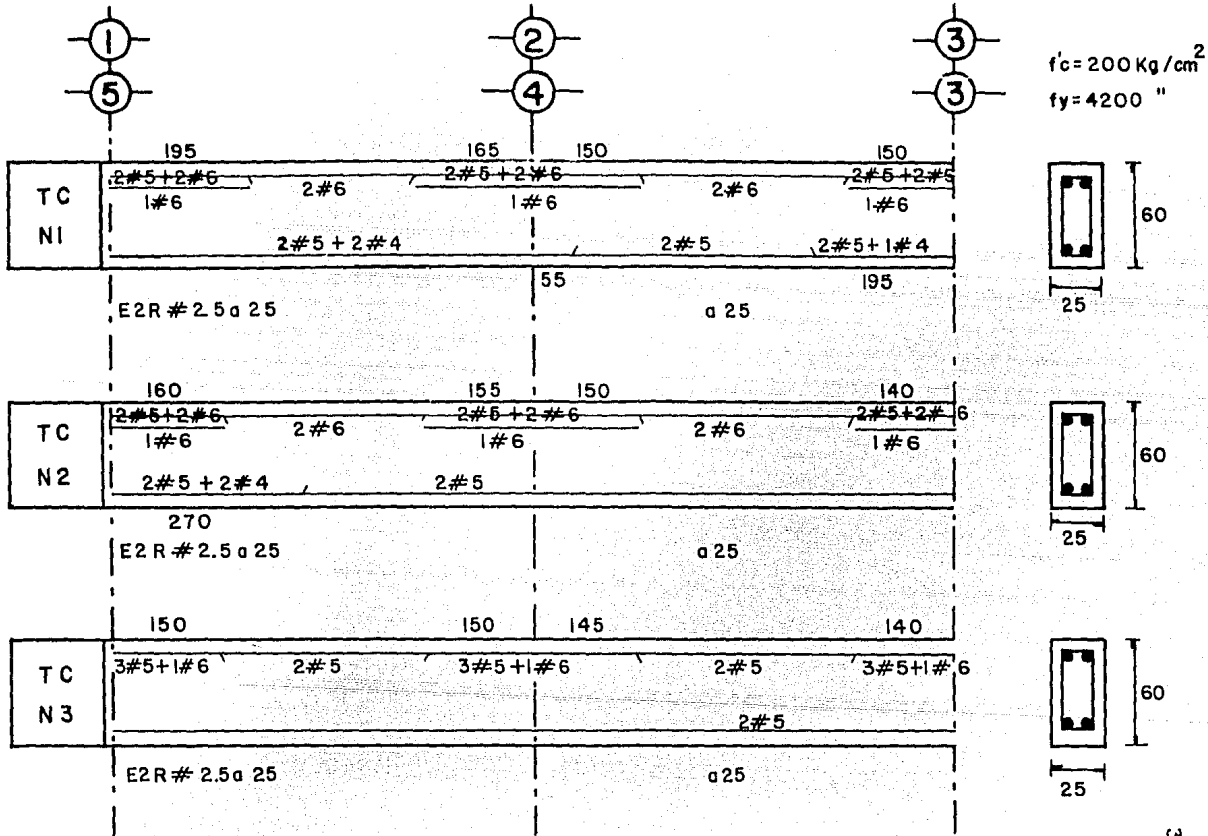
Opción I

$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 "$



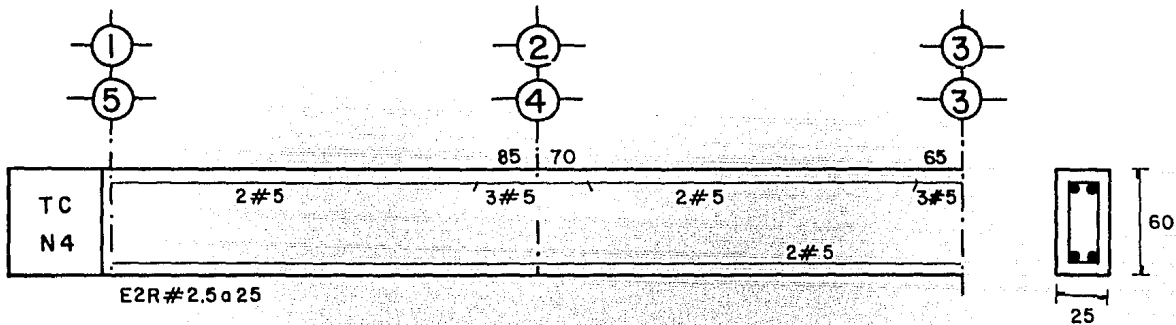
TRABES

Opción 1



TRABES

Opción I



$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ ''}$$

Diseño de losas

Losa con apoyos monolíticos

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

$$f''c = 0.85f^*c = 0.85(160) = 136 \text{ kg/cm}^2; \quad fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$p \text{ max. (zona sísmica)} = 0.75 \frac{f'c}{fy} = \frac{0.75f'c}{fy+6000} = \frac{4800}{4200+6000}$$

$$p \text{ max} = (0.75) \frac{136}{4200} = 0.0114$$

$$w = 0.81 \text{ T/m}^2; \quad w_u = FCW = 1.5(0.81) = 1.215 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peralte mínimo (ver estimación del peralte)} = d \text{ min.} = \frac{13 \text{ cm.}}{2} = 6.5 \text{ cm.}$$

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

$$\text{Peraltes efectivos} \begin{cases} \text{Refuerzo positivo: } d = h - r = 15 - 2 = 13 \text{ cm.} \\ \text{Refuerzo negativo: } d = h - r = 15 - 2 = 11 \text{ cm.} \end{cases}$$

Refuerzo mínimo por cambios volumétricos = asm

$$asm = \frac{450 X_1}{fy(X_1 + 100)} = \frac{450(15)}{4200(15+100)} = 0.0139751 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

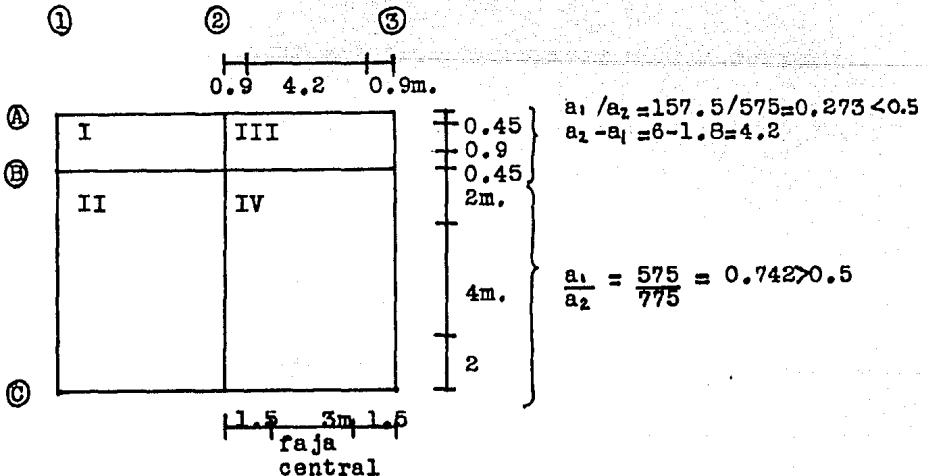
$$\text{pero por intemperismo, } asm = 2asm; \quad asm = 0.0279503 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

$$\text{En un ancho de } 100 \text{ cm., } As \text{ min} = 0.0279503(100) = 2.795 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con varillas del #3, a esta área corresponde una $S = \frac{100as}{As}$

$$S = \frac{100(0.71)}{2.795} = 25 \text{ cm; pero}$$

$$S \text{ max} \leq \begin{cases} 3.5h = 3.5(15) = 52.5 \text{ cm.} \\ 50 \text{ cm.} \end{cases} \therefore S \text{ max} = 25 \text{ cm.}$$

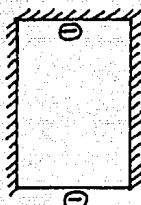
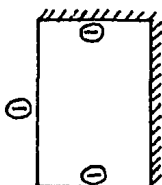
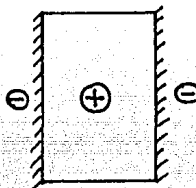
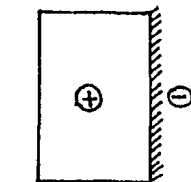


$$\text{Acero de refuerzo} \left\{ \begin{array}{l} \text{Doblez: } \frac{\text{Apoyo} + a_1}{2} - d \\ \text{Corte: } \frac{\text{Apoyo} + a_1}{2} + d \end{array} \right.$$

Para los casos no previstos por el RCDF, el cálculo de los coeficientes se realizó según el libro: "Diseño estructural en Arquitectura", Mario Salvadori y Matthys Levy, Edit. CECSA; considerando los tableros II y IV como sigue:

Tablero II

Tablero IV



Tablero	a_1 a_1 $W_u a_1^2$ a_1/a_2 $W_u a_2^2$	Momento	Claro	Coficiente (10^{-4}) $K 10^{-4}$
I	5.75	(-)bordes interiores	Corto	0.0810
	1.575		Largo	0.0532
	3.01	(-)bordes discontinuos	C	0.0495
	0.27		L	0.0289
	40.17	Positivo	C	0.0539
			L	0.0170
II	7.75	(-)bordes interiores	C	0.089
	5.75		L	0.0429
	40.17	(-)bordes discontinuos	C	0.0277
	0.74		L	0.0236
	72.97	Positivo	C	0.055
			L	0.016

Tablero	a_2 a_1 $\psi u a_1^2$ a_1/a_2 $\psi u a_2^2$	Momento	Claro	Coefficiente (10^{-4}) $K 10^{-4}$
III	5.75	(-)b.i.	C	0.0802
	1.575		L	0.0521
	3.01	(-)b.d.	C	0.0495
	0.27	Positivo	C	0.0526
	40.17		L	0.0164
IV	7.75	(-)b.i.	C	0.085
	5.75		L	0.0372
	40.17	(-)b.d.	L	0.0236
	0.74	Positivo	C	0.047
	72.97		L	0.013

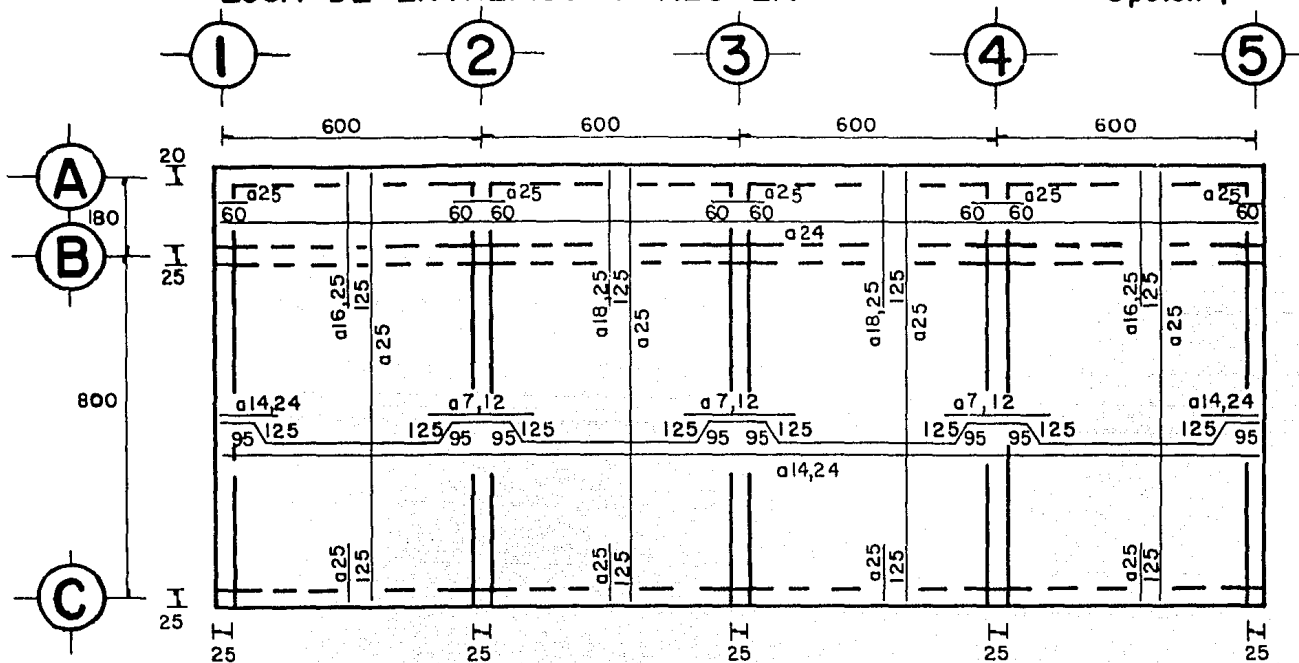
Tablero	Momento	Claro	$\mu u = K 10^4 \psi u a_1^2$	Sep. teórica (cm.) Varilla # 3
I	(-)b.i.	C	0.2438	25
		L	0.1601	25
	(-)b.d.	C	0.149	25
		L	0.087	25
	Posit.	C	0.1622	25
		L	0.051	25
II	(-)b.i.	C	3.535	7
		L	1.723	16
	(-)b.d.	C	1.113	25
		L	0.948	25
	Posit.	C	2.209	14
		L	1.167	25
III	(-)b.i.	C	0.2414	25
		L	0.4861	25
	(-)b.d.	C	0.4617	25
		C	0.4909	25
	Posit.	C	0.4909	25
		L	0.1529	25
IV	(-)b.i.	C	3.414	7
		L	1.494	18
	(-)b.d.	L	0.948	25
		C	1.888	17
	Posit.	C	1.888	17
		L	0.9486	25

Tablero	Momento	Claro	A z o t e a	
			$Mu_{az}Kl0^{-4}Wu a^2$	S (cm.)
I	(-)b.i.	C	0.235	25
		L	0.154	25
	(-)b.d.	C	0.143	25
		L	0.084	25
	Posit.	C	0.156	25
		L	0.049	25
II	(-)b.i.	C	3.404	7
		L	1.659	16
	(-)b.d.	C	1.072	25
		L	0.913	25
	Posit.	C	2.127	15
		L	1.124	25
III	(-)b.i.	C	0.2324	25
		L	0.4681	25
	(-)b.d.	C	0.4446	25
		C	0.4727	25
	Posit.	L	0.1472	25
IV	(-)b.i.	C	3.287	8
		L	1.439	19
	(-)b.d.	L	0.913	25
		C	1.818	18
	Posit.	C	1.818	18
		L	0.913	25

$Wu_{azotea}/Wu_{nivel inferior} = 1.17/1.215 = 0.963$

LOSA DE ENTREPISO Y AZOTEA

Opción I



DATOS

Varilla # 3
 $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ ''}$
 $h = 15 \text{ cm}$
 Recubrimiento = 2 cm
 Acol. cm

NOTAS

- 1) La separación de varillas está indicada en la planta
- 2) El número después de la coma indica la separación de varillas en las franjas extremas



Muro de carga



Viga de concreto armado

Cuantificación de volúmenes variables de obra

Losa

▲) Concreto: 4niveles (24mX9.8m) 0.15m (1.14 por desperdicios) =
= 160.876m³

b) Acero de refuerzo:

Ejes (A), (B), (C):

Bajas: $\left[\frac{45+45+90+200+400+200+1}{25 \quad 25 \quad 25 \quad 48 \quad 28 \quad 48} \right] 24m. = 746.857m.$

Columpios: $\left[\frac{200+400+200+1}{48 \quad 28 \quad 48} \right] 24.4m. = 576.3m.$

Bastones: $8 \left[\frac{180+1}{25} \right] 0.6m + 2 \left[\frac{200+400+200+1}{48 \quad 28 \quad 48} \right] 1.25m + 6(13+43+13+1) 1.25m.$
= 623.4m.

Total: 1946.56m./nivel

Ejes (1), (2), (3), (4), (5):

Bajas: $\left[\frac{600(4)+1}{25} \right] 9.80m. = 950.6m.$

Bastones: $\left[600(4)+1 \right] 1.25m + \left\{ \left[\frac{150+300+150}{25 \quad 16 \quad 25} \right] 4+1 \right\} 3.05m. = 499.45m.$

Total: 1450m./nivel

Considerando un 9.5% de incremento (4.3% de ganchos, 1.9% de traslapes y 3.3% de desperdicios):

Total: 1.095(1946.56+1450) 4niveles = 14877.15m. de var.#3,
considerando que 0.559kg/m \Rightarrow 8.316T de var.#3

c) Madera de cimbra:

Análisis por m²:

Madera de contacto = 3.28'X3.28'X1" / 6usos = 1.79 PT

Largueros (madrinas) a cada 80cm. = $\frac{3" \quad X4" \quad X3.28' (1.25)}{12 \quad 10 \text{usos}} = 0.41$

Pies derechos a cada metro = $\frac{4" \quad X4" \quad X8.75'}{12} / 10 \text{usos} = 1.17$

Contraventeo de pies derechos (10%) = 0.1(1.17) = 0.12

Calzas, uniones, etc. / 10 usos = 0.1

Desperdicios del 10% = $\frac{0.36}{3.59 \text{PT/m}^2}$

Madera total = 4niveles (3.95PT/m²) (24mX9.8m) = 3716.16PT

Columnas

a) Concreto: 4 entrepisos (10 columnas) (0.4mX0.5m) 2.56m. = 20.47m³
20.47m³ (1.14 por desperdicios) = 23.34m³

b) Acero de refuerzo:

{ 4 col. [4 vars.#8 (12.84m) + 2 vars.#6 (3.21m)] +
+ 6 col. (4 vars.#8) 12.84m } (1.166 de incremento) =

= { 598.86m. de var.#8 de 3.973kg/m \Rightarrow 2.379T.#8

{ 29.97m. de var.#6 de 2.235kg/m \Rightarrow 67kg.#6

El incremento de 16.6% se refiere a: 9.1% por ganchos, 4.2%

por traslapes y 3.3% por desperdicios

$$\begin{aligned} \text{Estribos: } & 4\text{col. } (1.8\text{m} + 0.56\text{m}) \left[\frac{3.21+1.2}{0.25 \ 0.25} \right] + 3\text{niv}(4\text{col}) 1.8\text{m} \left[\frac{3.21+1.2}{0.25 \ 0.25} \right] + \\ & + 6\text{col}(4\text{niv}) 1.8\text{m} \left[\frac{3.21+1.2}{0.25 \ 0.25} \right] \quad (1.04 \text{ por desperdicios}) = \\ & = 1362\text{m. var.} \# 2.5 \Rightarrow \text{considerando } 0.388\text{kg/m} \\ & \Rightarrow 528.4 \text{ kg de var. } \# 2.5 \end{aligned}$$

c) Madera de cimbra:

$$\begin{aligned} \text{Madera de contacto: } & 1.8\text{m}(3.28) 1.5" (3.21\text{m} \times 3.28) / 6\text{usos} = 15.54\text{PT} \\ \text{Yugos: } & 12\text{pzas. } 1.5" \frac{3"}{12} (0.7\text{m} + 0.6\text{m}) 3.28 / 10 \text{ usos} = 1.919 \end{aligned}$$

$$\text{Puntales: } 4\text{pzas. } \frac{3"}{12} (3\text{m} \times 3.28) 4" / 10 \text{ usos} = 3.936$$

$$\text{Estacas: } 4\text{pzas. } \frac{2"}{12} (0.5\text{m} \times 3.28) 2" / 10 \text{ usos} = \frac{0.219}{21.614\text{PT}}$$

$$\begin{aligned} \text{Desperdicios del } 10\% & \quad \frac{2.161}{23.775\text{PT}/} \\ & \quad \text{col} \end{aligned}$$

$$\text{Madera total} = 40\text{columnas} (23.775\text{PT}/\text{col}) = 951 \text{ PT}$$

Trabas

a) Concreto:

$$4\text{niv } (0.2\text{m} \times 0.35\text{m}) 24\text{m} + (0.25\text{m} \times 0.6\text{m}) 57\text{m} \quad (1.14 \text{ por desperdicios}) = 46.649\text{m}^3$$

b) Acero de refuerzo:

Tab	Niv.	Var#4 0.993kg/m	Var#5 1.552kg/m	Var#6 2.235kg/m	Estribos#2.5 0.388kg/m	
TA	1	3m.	96m.	0	160 de 1.1m.	704m.
	2	3	96	0	"	
	3	3	96	0	"	
	4	3	96	0	"	
T1,2, 3,4, 5	1	0	36	0	36 de 1.7m.	244.8m.
	2	0	36	0	"	
	3	0	36	0	"	
	4	0	36	0	"	
TB	1	0	71.8	92.2	104 de 1.7m.	1339.6m
	2	0	48	85.2	106 de 1.7m.	
	3	0	52.3	63	98 de 1.7m.	
	4	9.1	105.1	0	96 de 1.7m.	
TC	1	30.1	74.4	61.2	96 de 1.7m.	
	2	10.8	72.2	60.1	"	
	3	0	107.7	11.7	"	
	4	0	100.4	0	"	

Varilla#4	Varilla#5	Varilla#6	Estribos#2.5
Subtotal 62m.	1159.9m.	373.4m.	2288.4m.
Más 12.5% por ganchos, traslapes y desp.			Más 4% por desp.
Total 69.75m.	1304.89m.	420.07m.	2380m.
Total 69.26kg.	2.025T.	938.8kg.	923.4 kg.

c) Madera de cimbra:

Trabe de 20 X 35:

Madera de contacto: 1" (1mX3.28) 0.9X3.28/6 usos = 1.614PT

Larguero (madrina): 2 polines 3" (4") 1m(3.28)/10 usos = 0.656

Pie derecho a cada metro: $4" \frac{8.25'}{12} \frac{10 \text{ usos}}{10} = 1.1$

Contraventeo de pies derechos, 10% = 0.11

Calzas, uniones, etc./10 usos = 0.1

Desperdicios del 10% = 5.264

Subtotal = 4niv. (24m) 5.79PT/m = 555.84 PT. 5.79PT/col

Trabe de 25X60:

Madera de contacto: 1" (1mX3.28) 1.45mX3.28/6 usos = 2.599PT

Polines, contraventeo, calzas, uniones, etc. = 3.65

Desperdicios del 10% = 6.249PT

Subtotal = 4niv. (57m) 6.87PT/m = 1566.4 PT 0.625

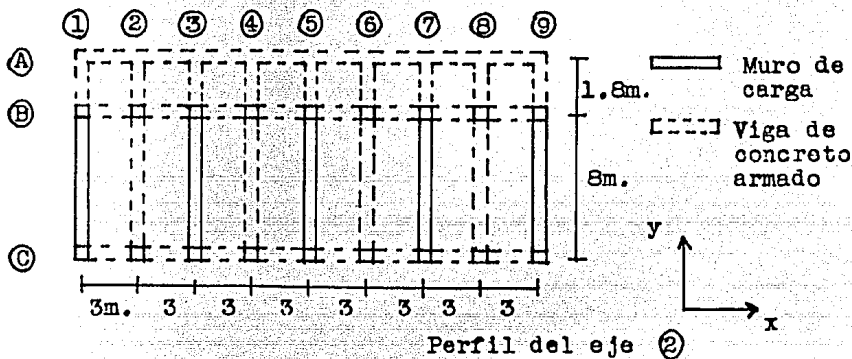
Madera total: 555.84+1566.4=2122.2 PT 6.874PT/m

Totales de losa, columnas y traves:

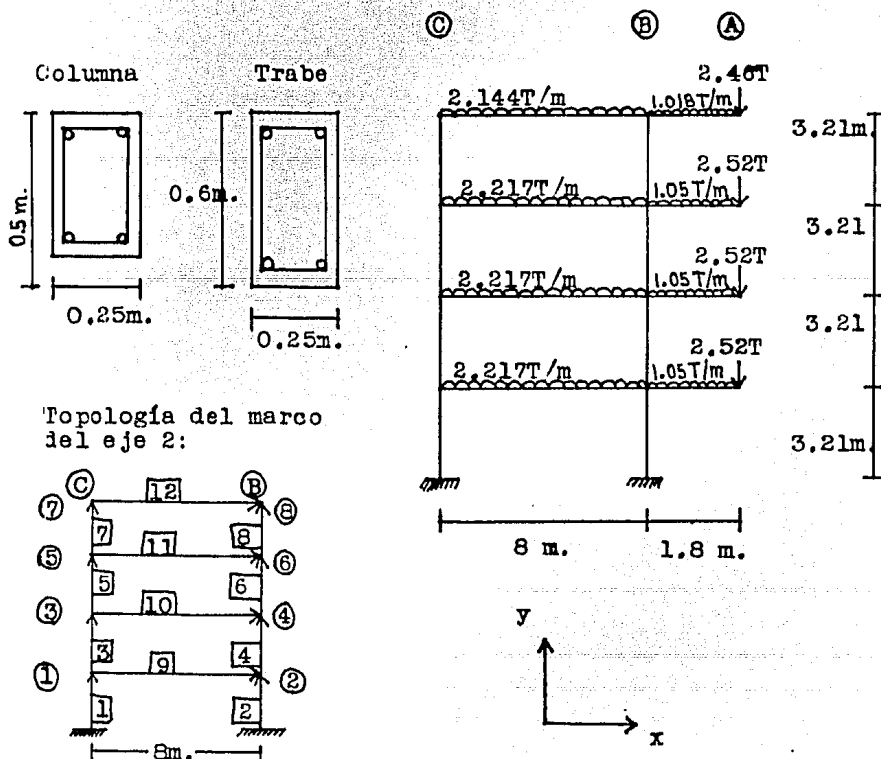
a) Concreto: $160.876+23.34+46.649=230.865 \text{ m}^3$ b) Acero de refuerzo = $8.316+2.974+3.956 = 15.246 \text{ T}$ c) Madera de cimbra = $3716.16+951+2122.2 = 6789.4 \text{ PT}$

3.2) SEGUNDA OPCION (18 COLUMNAS)

En esta opción no se presentarán todos los cálculos, sino solamente aquellos que se consideren no suficientemente simplificados en la opción 1.



Perfil del eje ②



A partir del análisis sísmico estático:

Marco o muro	V nivel 4	V nivel 3	V nivel 2	V nivel 1
B	16.25 T	29.92 T	38.875 T	42.84 T
C	15.288	28.84	37.816	42.09
1=9	12.64	27.281	38.06	42.257
2=8	4.97	6.29	6.572	7.55
3=7	10.7	23.01	31.93	35.529
4=6	4.14	5.22	5.42	6.25
5	8.73	18.74	25.8	28.8

El análisis del marco del eje ②, para cuando actúa $\{P\}$ sísmica, se realizó en una sola etapa, calculándose $\{d\}$ y $\{p\}$ a partir de $\{P\} =$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 7.55 \\ 6.572 \\ 6.29 \\ 4.97 \end{array} \right\}$$

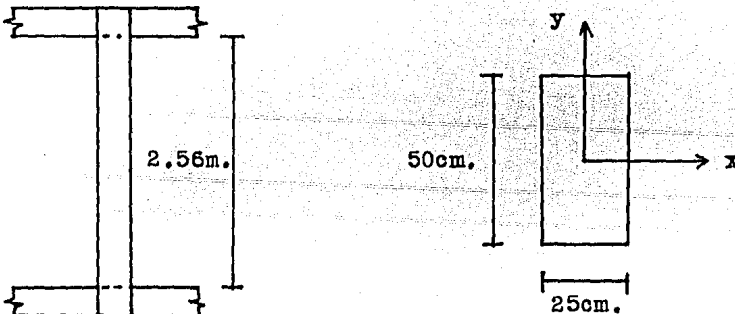
Diseño de la columna C2 en el nivel 2, sujeta a flexocompresión biaxial

$$f'c=200\text{kg/cm}^2; f^*c=0.8f'c=160\text{kg/cm}^2; f''c=0.85f^*c=136\text{kg/cm}^2$$

$$Ac=25 \times 50=1250 \text{ cm}^2; \frac{fy}{f''c} = \frac{4200}{136} = 30.88; Ac f''c=1250(0.136) = 170 \text{ T}$$

$$Ec = 141\,400 \text{ kg/cm}^2$$

Columna con extremos no restringidos



Con respecto a x:

$$\frac{I}{L} \text{ trabe} = \frac{25(60)^3}{12} \frac{1}{300} = 562$$

$$\frac{I}{L} \text{ columna} = \frac{25(50)^3}{12} \frac{1}{321} = 811$$

$$H = 256 \text{ cm.}; \quad r = 0.3(50) = 15 \text{ cm.}$$

Con respecto a y:

$$\frac{I}{L} \text{ trabe} = \frac{25(60)^3}{12} \frac{1}{300} = 1500$$

$$\frac{I}{L} \text{ columna} = \frac{50(25)^3}{12} \frac{1}{321} = 203$$

$$r = 0.3(25) = 7.5$$

Con respecto a x:

$$\text{Nudo superior } \psi = \frac{2(811)}{582} = 2.89; \quad \text{Nudo inferior } \psi = 2.89$$

$$\Rightarrow \text{NTCRCDF\#401} \Rightarrow K=1.8 \therefore H' = KH = 1.8(256) = 461 \text{ cm.}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{461}{7.5} = 30.7 < 22 \therefore \text{se determinará un } F_a$$

$$\Sigma P_u = 2(58.73) + 2(58.73) + 2(40.39) + 2(40.39) = 396.48 \text{ T}$$

$$\frac{W \text{ viva}}{W \text{ muerta}} = \frac{12m^2(0.25T/m^2)}{12m^2(0.462T/m^2) + 2.52T + 0.862T} = 0.336$$

$$\Rightarrow 66\% \text{ por carga muerta}$$

$$M_{\max}(FC=1.5) = 6.53 \text{ T-m}$$

$$M_{\max} \text{ por } W \text{ muerta} = 0.66(6.53) = 4.31 \text{ T-m}$$

$$M_{\max} \text{ diseño} = 1.1(4.36 + 5.42) = 10.76 \text{ T-m} \therefore u = \frac{4.31}{10.76} = 0.4$$

$$I_g = \frac{25(50)^3}{12} = 260417 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1+u} = \frac{0.4(141400)260417}{1.4} = 1.052 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{FR \pi^2 EI}{(H')^2} = \frac{0.85 \pi^2 1.052 \times 10^{10}}{461^2} = 415272 \text{ kg.}$$

$$\Sigma P_c = 8(415272) = 3322176 \text{ kg.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{396.5}{3322}} = 1.135$$

$$e \text{ accidental} = 0.05(50) = 2.5 \text{ cm.}$$

Con respecto a y:

$$\text{Nudo sup. } \psi = \frac{2(203)}{2(1500)} = 0.135;$$

$$\text{Nudo inf. } \psi = 0.135 \Rightarrow \text{NTCRCDF\#401} \Rightarrow K=1.05 \therefore$$

$$H' = KH = 1.05(256) = 269; \quad \frac{H'}{r} = \frac{269}{7.5} = 35.84 < 22 \therefore \text{se calculará } F_a$$

$$\Sigma P_u = 2(17.71) + 4(58.73) + 3(31.17) + 2(7.48) + 4(40.39) + 3(12.84) = 579 \text{ T}$$

$$M_{\max}(FC=1.5) = 0.049 \text{ T-m}; \quad M_{\max} \text{ por } W \text{ muerta} = 0.66(0.049) = 0.032 \text{ T-m}$$

$$M_{\max} \text{ diseño} = 1.1(0.046 + 7.168) = 7.935 \text{ T-m}; \quad u = \frac{0.032}{7.935} = 0.004$$

$$I_g = \frac{50(25)^3}{12} = 65104 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1+u} = \frac{0.4(141400)65104}{1.004} = 3.668 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{FR \alpha^2 EI}{(H')^2} = \frac{0.85 \alpha^2 3.668 \times 10^9}{269^2} = 425249 \text{ kg. para columnas de los}$$

ejes ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑦ y ⑧

Para columnas de los ejes ① y ⑨: Nudo sup. $\psi = \frac{2(203)}{1500} = 0.27$;

Nudo inferior $\psi = 0.27 \Rightarrow \text{NTCRCDF} \Rightarrow K = 1.1$;

$$H' = 1.1(256) = 281.6 \text{ cm.} \therefore P_c = \frac{0.85 \alpha^2 3.668 \times 10^9}{(282)^2} = 386945 \text{ kg.}$$

$$\sum P_c = 14(425.2) + 4(387) = 7501 \text{ T}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \sum P_u} = \frac{1}{1 - \frac{579}{7501}} = 1.084$$

$$e \text{ accidental} = 0.05(25) = 1.25 < 2 \text{ cm.} \therefore e \text{ acc.} = 2 \text{ cm.}$$

Diseño con respecto a y:

$$P_u = 40.39 \text{ T; } M \text{ max. } y = 7.95 + 40.39(0.02) = 8.76 \text{ T-m}$$

$$M_u y = F_a M_{\text{max } y} = 1.084(8.76) = 9.49 \text{ T-m}$$

$$e x = \frac{M_u y}{P_u} = \frac{9.49}{40.39} = 0.235; \quad \frac{e x}{h x} = \frac{0.235}{0.25} = 0.94; \quad \frac{d}{h} = \frac{20}{25} = 0.8$$

$$p \text{ min.} = \frac{20}{f_y = 4200} = 0.00476; \quad A_s \text{ min.} = p b h = 0.00476(50)(25) = 5.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Proponiendo 4 vars. \#8 + 2 vars. \#6} \Rightarrow A_s = 25.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow p = \frac{25.98}{50(25)} = 0.02$$

$$q = p \frac{f_y}{f_c} = 0.02(30.88) = 0.64 \Rightarrow \text{NTCRCDF} \Rightarrow K = 0.32 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow PR_x = FR b h f_c' K = 0.85(50)(25)(136)K = 144.5K = 46.24 \text{ T.}$$

Con respecto al eje x: $P_u = 40.39 \text{ T; } M_{\text{max. } x} = 0.3(10.76) + 40.39(0.025) = 4.24 \text{ T-m.}$

$$M_u x = 1.135(4.24) = 4.81 \text{ T-m.; } e y = \frac{4.81}{40.39} = 0.12 \text{ m.; } \frac{e y}{h y} = \frac{0.12}{0.5} = 0.24;$$

$$\frac{d}{h} = \frac{45}{50} = 0.9 \Rightarrow \text{NTCRCDF} \Rightarrow K = 0.95 \Rightarrow PR_y = 137.3 \text{ T.};$$

$$P_{ro} = FR(A_c f_c' + A_s f_y) = 0.85[170 + 25.98(4.2)] = 237.2 \text{ T}$$

$$\therefore PR = \left[\frac{1}{PR_x} + \frac{1}{PR_y} - \frac{1}{P_{ro}} \right]^{-1} = \left[\frac{1}{46.24} + \frac{1}{137.3} - \frac{1}{237.2} \right]^{-1} = 40.5 \text{ T} > 40.39 \text{ T}$$

Donde $\frac{PR}{P_{ro}} = 0.17 > 0.1 \therefore A_s$ es correcto

Revisión del diseño con respecto a x:

$$P_u = 40.39 \text{ T; } M \text{ max. } x = 10.76 + 40.39(0.025) = 11.77;$$

$$M_u x = 1.135(11.77) = 13.36 \text{ T-m.; } e y = \frac{13.36}{40.39} = 0.33;$$

$$\frac{e y}{h y} = \frac{0.33}{0.5} = 0.66 \Rightarrow \text{NTCRCDF} \Rightarrow K = 0.47; \quad PR_y = 144.5K \text{ (Ton.)}$$

$$\Rightarrow PR_y = 67.91 \text{ T}$$

Con respecto al eje y, $M \text{ max. } y = 0.3(7.95) + 40.39(0.02) = 3.19 \text{ T-m.};$

$$M_u y = 1.084(3.19) = 3.46 \text{ T-m.; } e x = \frac{3.46}{40.39} = 0.08;$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.08}{0.25} = 0.34 \Rightarrow \text{NTCRCDF} \Rightarrow K_c = 0.75 \Rightarrow PR_x = 108.4T$$

$$\therefore PR = \left[\frac{1}{108.4} + \frac{1}{67.9} - \frac{1}{237.2} \right]^{-1} = 50.7T > 40.39T, \text{ donde } \frac{PR}{PR_0} = 0.21 > 0.1$$

∴ Rige el dimensionamiento hecho para M_y : 4#8+2#6, pero por requerimientos constructivos se usarán 6vars.#8.

El análisis y diseño de columnas, trabes y losas, siguió un procedimiento análogo al de la opción 1.

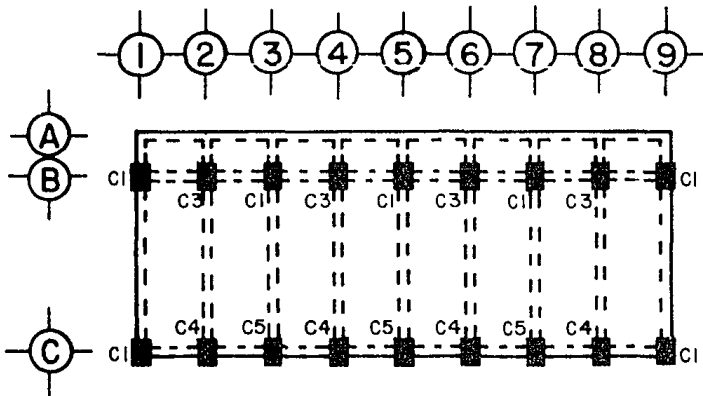
Quantificación de volúmenes variables de obra

Concreto: 215.51 m³

Acero de refuerzo: 17.085 T.

Madera de cimbra: 8366.76 PT

PLANTA TIPO



Opción 2

COLUMNAS TIPO

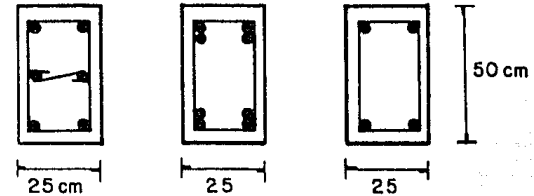


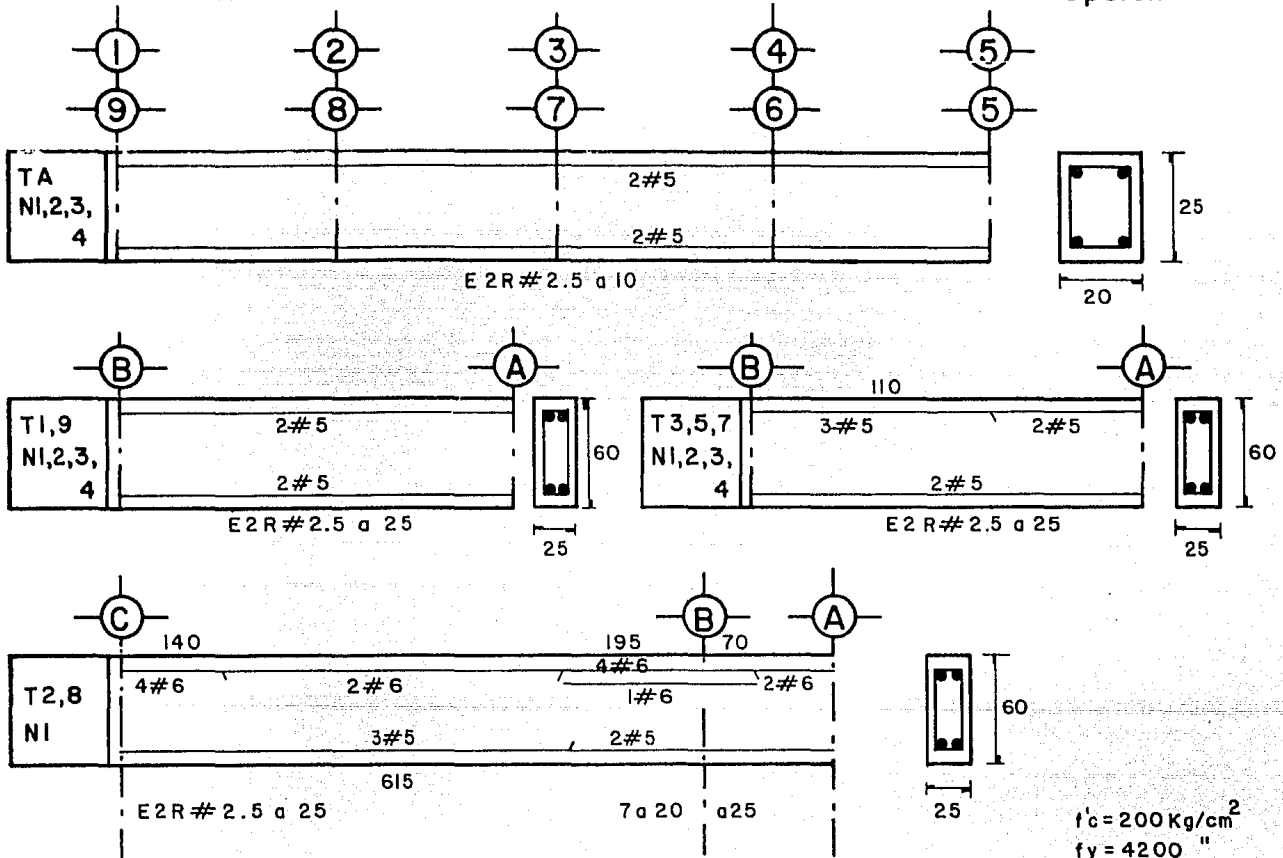
TABLA DE COLUMNAS			
TIPO	NIVEL	ARMADO LONGITUDINAL	ARMADO TRANSVERSAL
C1	1	4#8 + 2#6	E# 2.5 a 25
	2,3,4	4#8	E# 2.5 a 25
C3	1,2	8#8 (paquetes de 2 vars.)	E# 2.5 a 25
	3,4	4#8	E# 2.5 a 25
C4	1,2	6#8	E# 2.5 a 25
	3,4	4#8	E# 2.5 a 25
C5	1,2	4#8 + 2#6	E# 2.5 a 25
	3,4	4#8	E# 2.5 a 25

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ "}$$

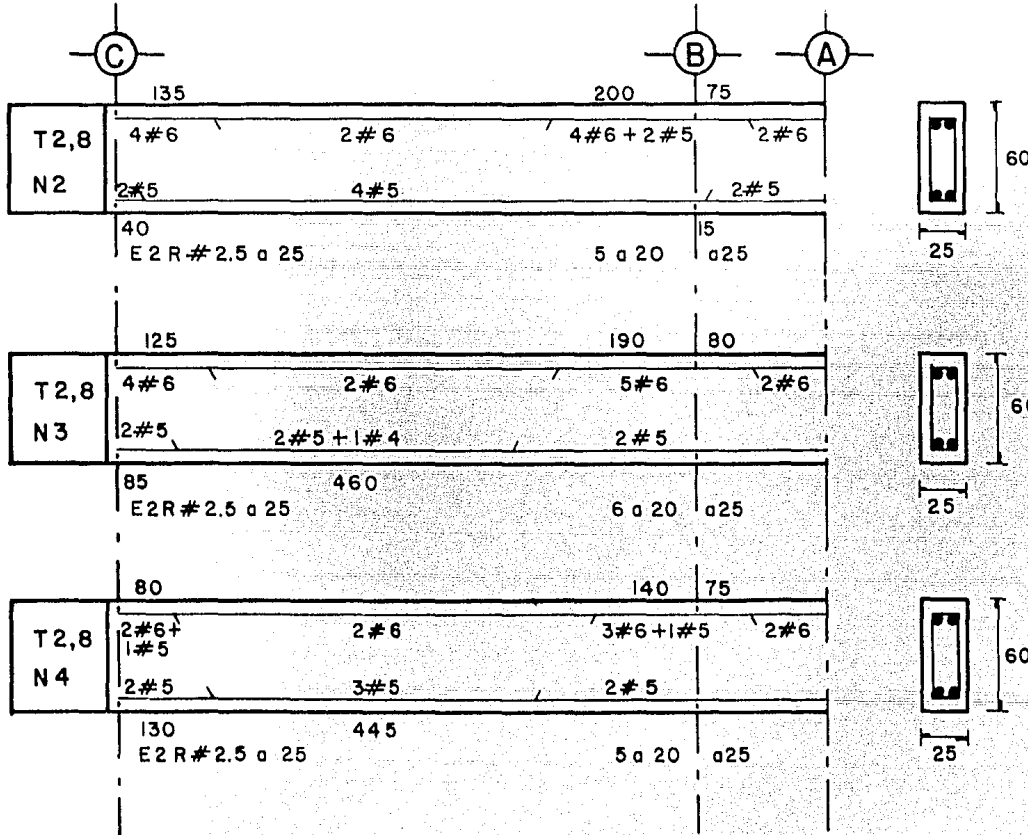
TRABES

Opción 2



TRABES

Opción 2

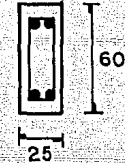
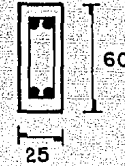
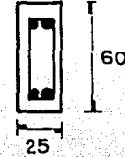


$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 "$

TRABES

Opción 2

	C	B	A	
	115	175	75	
T 4,6 N1	3#6+ 1#5	2#6	4#6+1#5	2#6
	2#5	3#5	2#5	
	105	460	6 a 20	a 25
	E 2 R # 2.5 a 25			
	120	185	70	
T 4,6 N2	4#6	2#6	5#6	2#6
	2#5	3#5	2#5	
	70	500	6 a 20	a 25
	E 2 R # 2.5 a 25			
	115	175	80	
T 4,6 N3	3#6+ 1#5	2#6	4#6+1#5	2#6
	2#5	3#5	2#5	
	110	440	5 a 20	a 25
	E 2 R # 2.5 a 25			

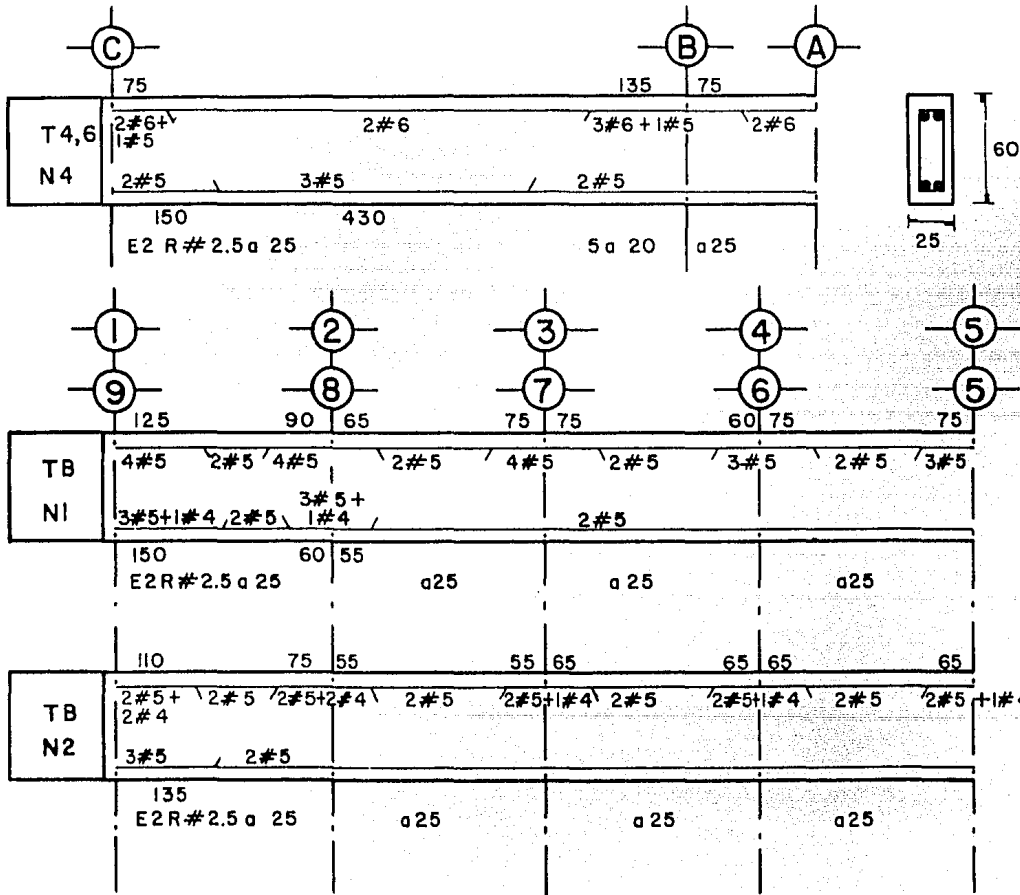


$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ ''}$$

TRABES

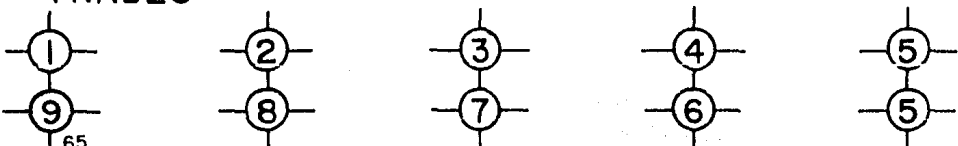
Opción 2



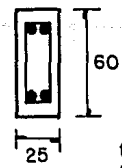
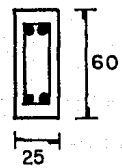
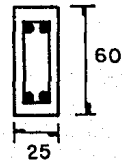
$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 "$

TRABES

Opción 2

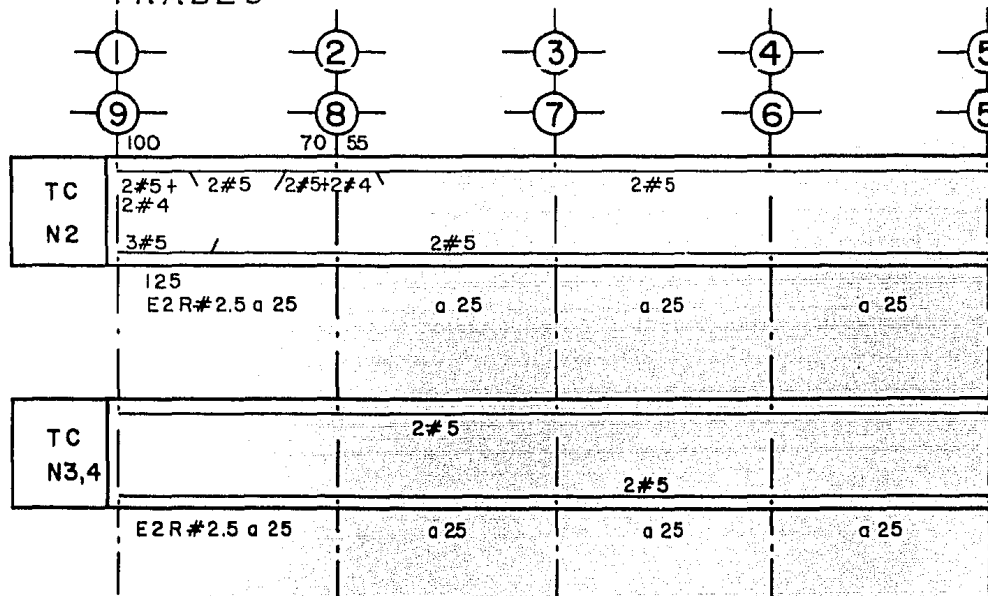


TB N3	65	2#5 +1#4	2#5					
	E2 R#2.5 a 25	a 25	a 25	a 25				
TB N4		2#5				2#5		
	E2 R#2.5 a 25	a 25	a 25	a 25	a 25			
TC N1	125	80	55	70	75	60	70	70
	3#5+ 1#4	2#5	3#5+1#4	2#5	2#5	2#5	2#5	2#5+1#4
	3#5+1#4	2#5	3#5+1#4	2#5				
	145	75	55	a 25	a 25	a 25		
	E2 R#2.5 a 25		a 25					



$f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200$

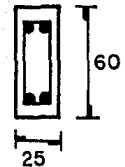
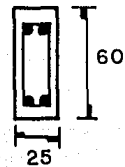
TRABES



$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

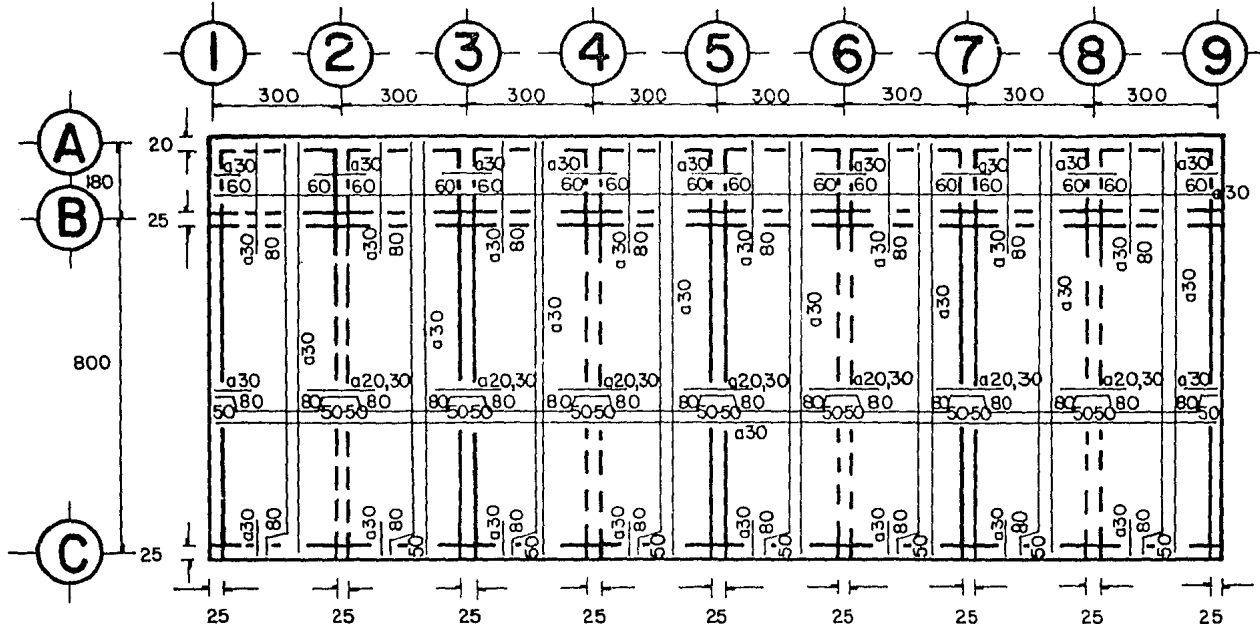
$$f_y = 4200 "$$

Opción 2



LOSA DE ENTREPISO Y AZOTEA

Opción 2



DATOS

Varilla # 3

$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 4200$

$h = 11 \text{ cm}$

Recubrimiento = 2 cm

Acot. cm

NOTAS

1) La separación de varillas está indicada en la planta

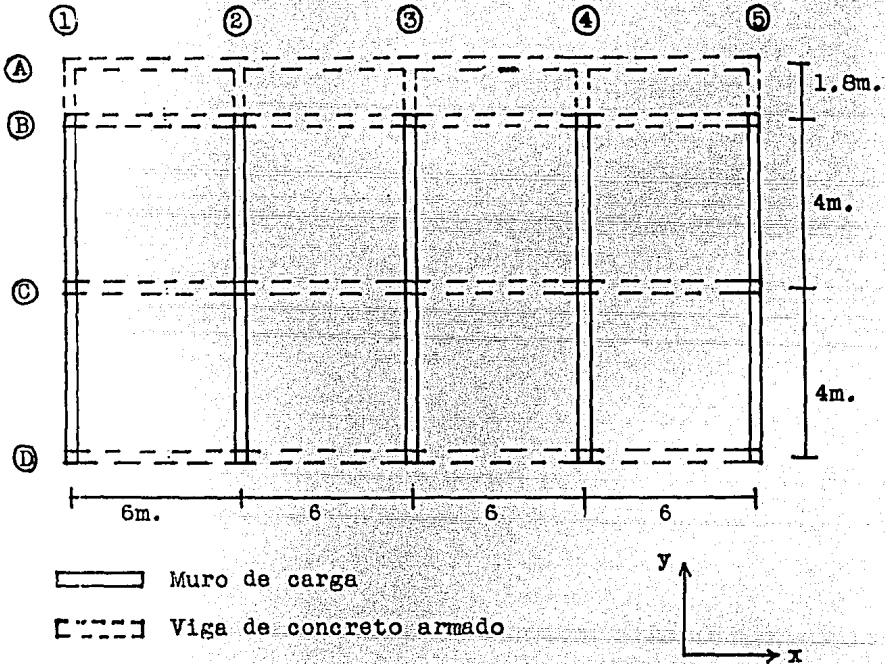
2) El número después de la coma indica la separación de varillas en las franjas extremas

— Muro de carga

--- Vigas de concreto, armado

3.3) TERCERA OPCION (15 COLUMNAS)

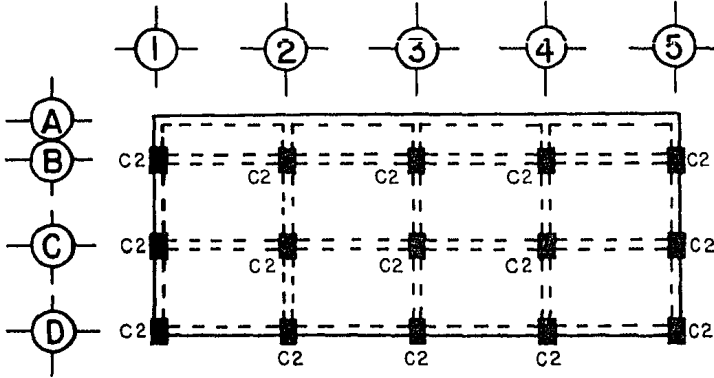
El análisis y diseño estructurales, se realizaron siguiendo procedimientos análogos a los utilizados en las opciones 1 y 2.



Quantificación de volúmenes variables de obra:

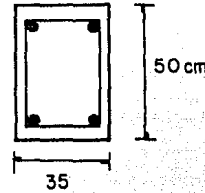
Concreto: 222.401 m³
 Acero de refuerzo: 14.253 T
 Madera de cimbra: 7852.8 PT

PLANTA TIPO



Opción 3

COLUMNA TIPO



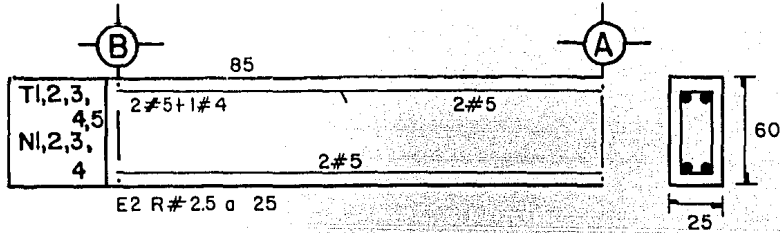
$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 "$$

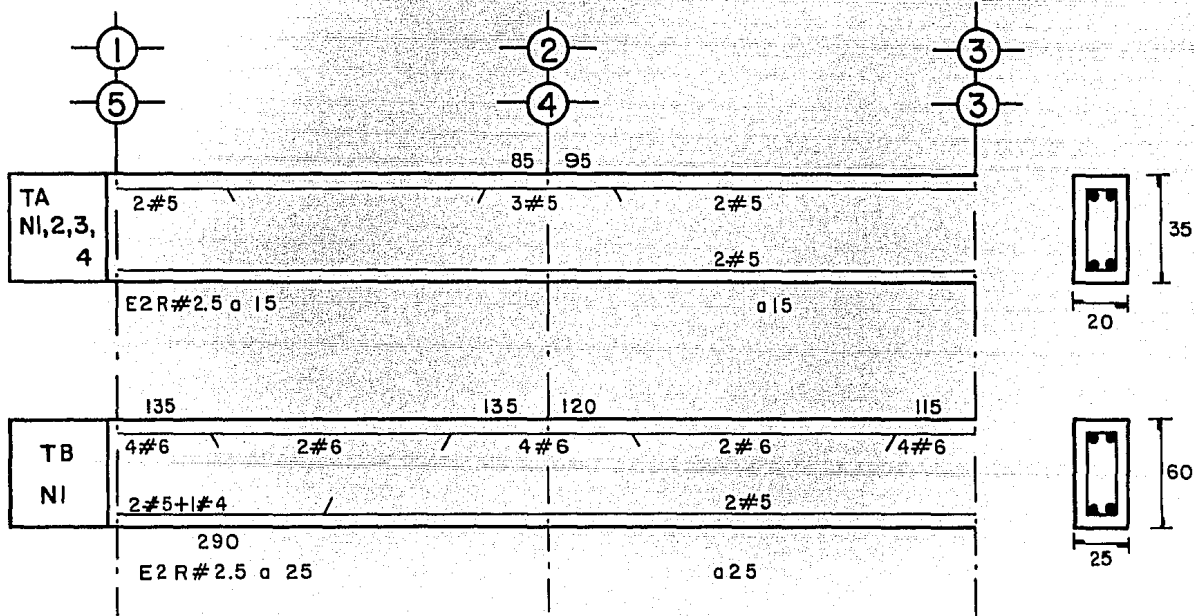
TABLA DE COLUMNAS			
TIPO	NIVEL	ARMADO LONGITUDINAL	ARMADO TRANSVERSAL
C2	1,2,3,4	4#8	E2.5 a 25

TRABES

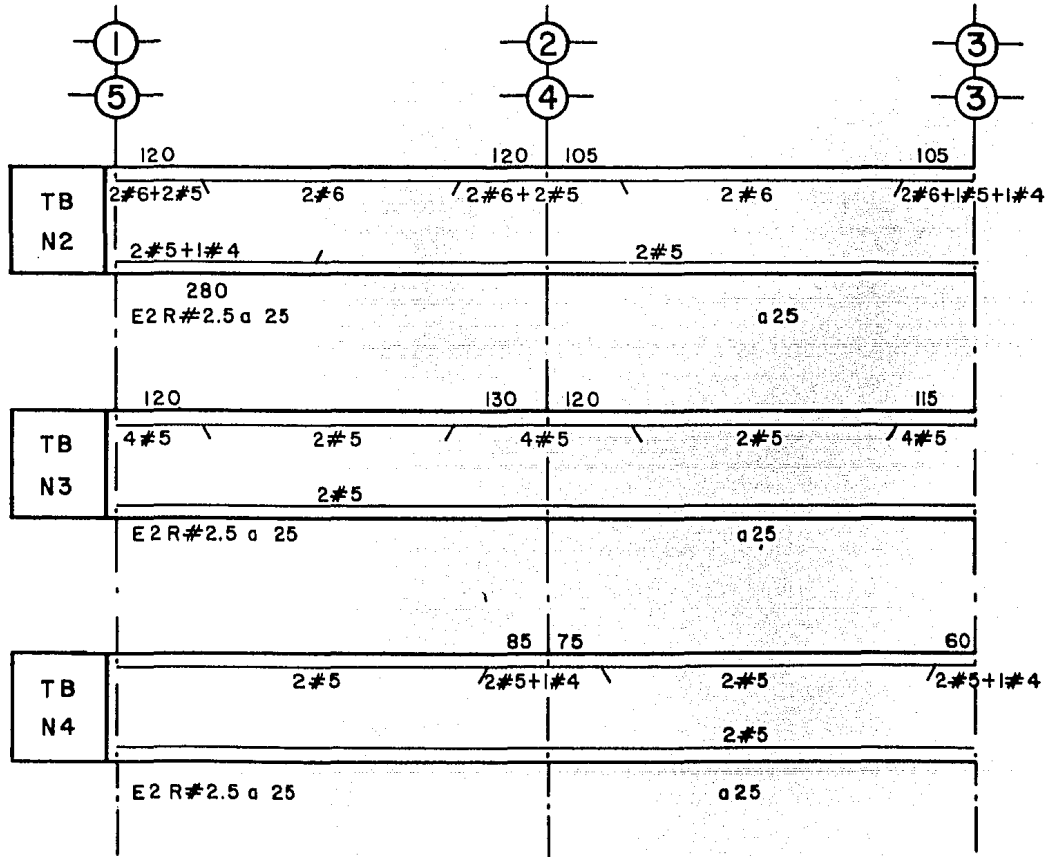
Opción 3



$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 "$

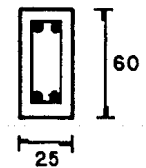
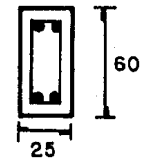
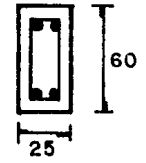


TRABES



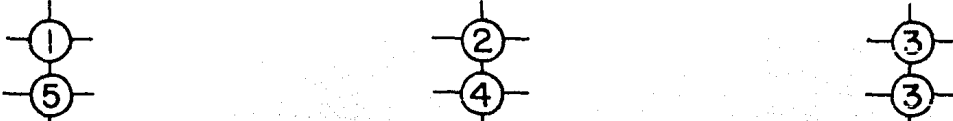
Opción 3

$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 "$



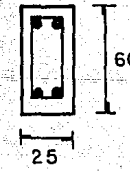
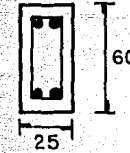
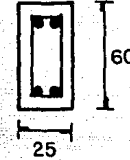
TRABES

Opción 3



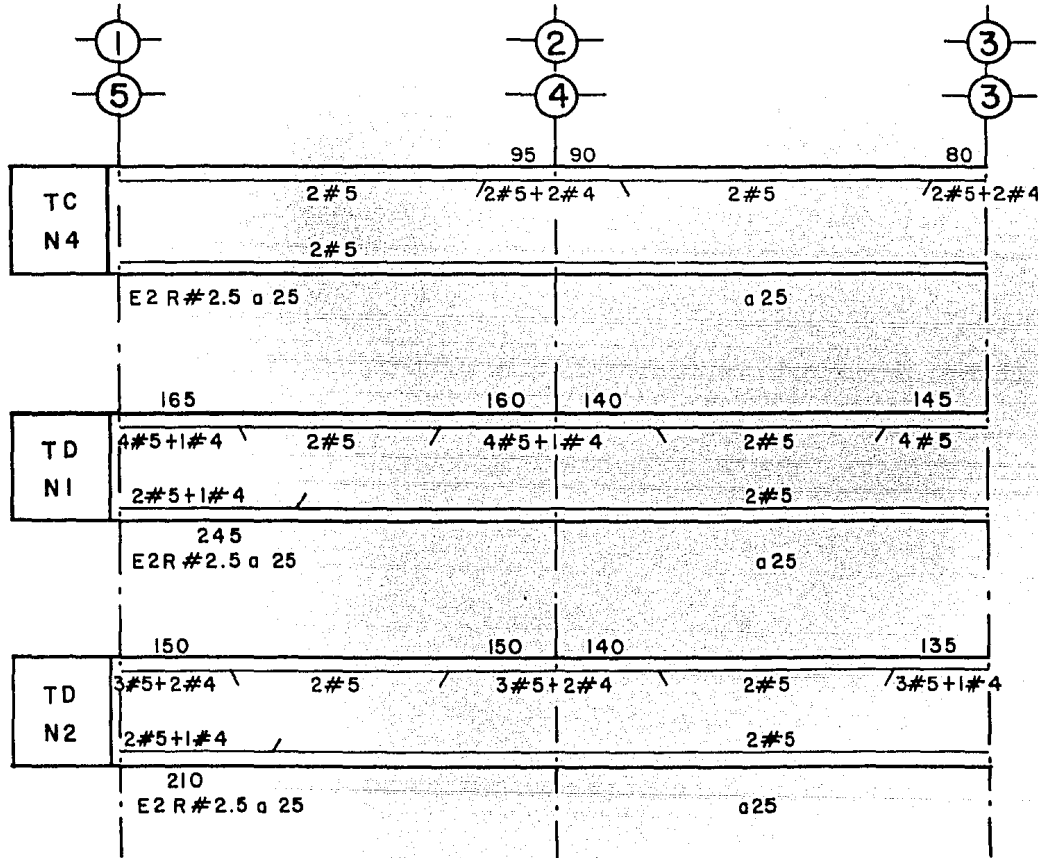
$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ ''}$

	125	130	115	180	
TC N1	3#6+1#5 \	2#6	3#6+1#5 /	2#6	3#6+1#5 /
	2#5+1#4 /			2#5	
	295			a25	
	E2 R # 2.5 a 25				
	115	120	100	105	
TC N2	2#6+2#5 \	2#6	2#6 + 2#5 /	2#6	2#6+1#5+1#4 /
	2#5+1#4 /			2#5	
	260			a25	
	E2 R # 2.5 a 25				
	120	135	120	115	
TC N3	4#5 \	2#5	4#5 /	2#5	4#5 /
				2#5	
	E2 R # 2.5 a 25			a25	



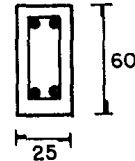
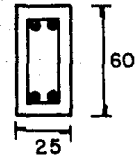
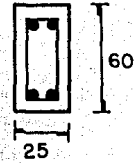
TRABES

Opción 3



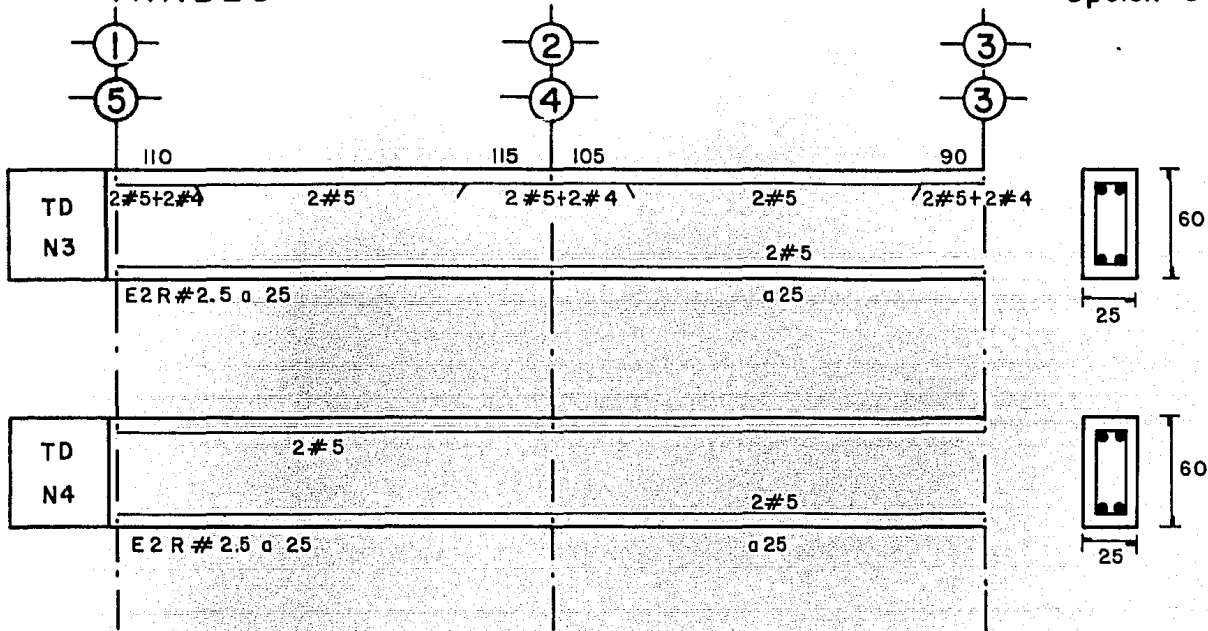
$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 4200 "$



TRABES

Opción 3

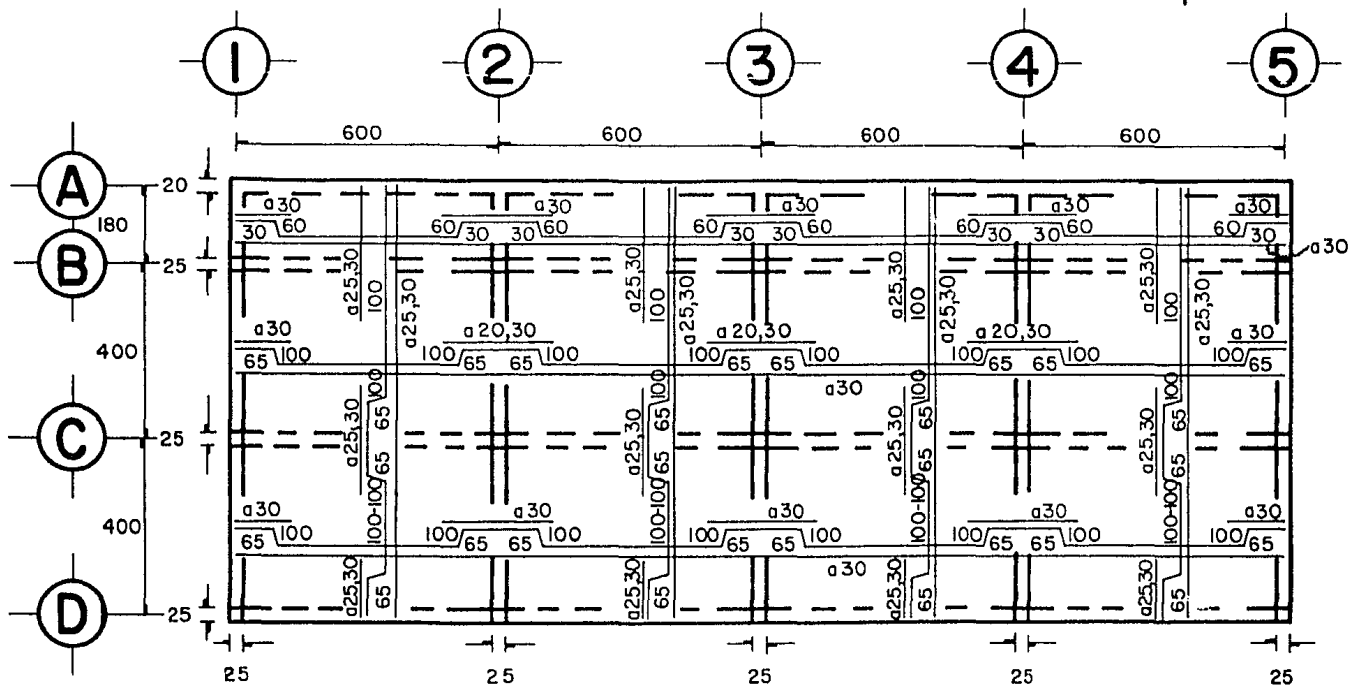


$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 "$$

LOSA DE ENTREPISO Y AZOTEA

Opción 3



DATOS

Varilla # 3

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

$f_y = 4200$

$h = 12 \text{ cm}$


Recubrimiento = 2 cm

Acot. cm

NOTAS

- 1) La separación de varillas está indicada en la planta
- 2) El número después de la coma indica la separación de varillas en las franjas extremas

 Muro de carga

 Viga de concreto armado

CAPITULO IV

4.1) ANALISIS COMPARATIVO DE LAS DIFERENTES OPCIONES

Como ya se ha dicho previamente, la comparación se realizará en términos de los volúmenes variables del material de obra de cada opción:

Material	Opción 1	Opc. 2	Opc.3	Precio unitario
Concreto (m ³)	230.865	215.51	222.4	\$ 9342.41
Acero de refuerzo (T.)	15.246	17.08	14.25	\$85481.5
Madera (PT)	6789.4	8366.76	7852.8	\$ 829.58

Totales: Opción 1: \$ 9 092 436.9
 Opción 2: \$ 10 414 731
 Opción 3: \$ 9 810 655

Los precios unitarios son de febrero de 1984, México D.F.

Según estos resultados, la opción estructural 1 resulta ser la más económica; expresando esto en forma porcentual:

La opción 2 fué un 14.54% más cara que la opción 1.
 La opción 3 fué un 7.9% más cara que la opción 1.
 La opción 2 fué un 6.1% más cara que la opción 3.

Por otra parte, conviene también considerar los desplazamientos relativos del edificio en el sentido del eje x de cada una de las opciones, lo cual nos proporciona otro parámetro útil para la elección:

Opción	Desp. relat. en entrepiso 1 (cm.)	Δ_2	Δ_3	Δ_4	Desplazamiento total (cm.)
1	3.78	4.86	3.82	2.15	14.61
2	6.12	6.0	4.62	2.51	19.25
3	3.52	4.24	3.36	1.88	13.0

Es de hacer notar que el desplazamiento de entrepiso permitido por el RCDF art.242, vale $0.016(321\text{cm.})=5.136\text{cm.}$ Por lo que la opción 2, además de ser la más cara, presenta desplazamientos ligeramente mayores a los permitidos, lo cual la hace aún más desventajosa. Para convertir estos desplazamientos en permisibles -manteniendo las secciones de columnas y vigas, se puede aumentar el f'c de 200 kg/cm^2 a 300 kg/cm^2 , obteniéndose lo siguiente:

Opción	Δ_1 (cm.)	Δ_2	Δ_3	Δ_4	Desplazamiento total
2	4.99	4.9	3.77	2.05	15.72 cm.

Según estos resultados, resulta curioso e interesante el hecho de que la opción estructural más utilizada en la práctica sea la número 2, en tanto que resultó la menos económica y adecuada.

4.2) CONCLUSIONES

El objetivo final de este trabajo es muy simple; determinar que opción estructural -de entre las 3 propuestas- es la más económica.

Sí bien es cierto que para esta obra al aumentar el número de columnas, aumentó su costo; no se podría generalizar lo anterior automáticamente, ya que habría que considerar diversos factores que intervinieron en esta estructuración, como por ejemplo el hecho de que en las 3 opciones, la mayoría de las trabes mantuvieron una misma sección, independientemente del número y sección de las columnas; y el hecho también de que la colocación diferente de un mismo número de columnas de una misma sección, le da una hiperestaticidad diferente a la estructura.

Por lo demás, la conclusión final de este trabajo (la opción 1 es la más económica), se hizo utilizando los métodos de análisis y diseño estructural adecuados y reconocidos en el medio profesional, según tengo entendido.

LITERATURA CONSULTADA

- "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"
- "Diseño y construcción de estructuras de concreto. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal # 401", Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- "Diseño y construcción de estructuras de mampostería. NTCRCDF # 403", Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- "Manual de diseño por sismo". NTCRCDF # 406", Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- "Diseño estructural en Arquitectura" , Mario Salvadori y Matthys Levy, editorial CECSA.
- "Aspectos fundamentales del concreto reforzado" , Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles F. V., Juan Casillas G. de L. , Roger Díaz de Cossío; editorial Limusa.
- "Apuntes del curso de construcción I", Facultad de Ingeniería de la UNAM.