

204 1106

Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

Proyecto de una Estructura de
Concreto para Construir un Edificio
de Despachos en esta Ciudad.

U N I C O

T E S I S

que para obtener el Título de

INGENIERO CIVIL

presenta el Pasante.

ALBERTO KALACH CHABA

M E X I C O, 1 9 5 1



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

*A la memoria
de mi padre.*

*A mi madre
con mi cariño.*

*A mis hermanos
y sus familias.*

*A mis maestros con
mi agradecimiento.*

*A mi novia Srita.
Celia Romano.*

*A mis compañeros
y amigos.*



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
Dirección.
Núm. 731-306.
Exp. Núm. 731/214.2/-

Al Pasante señor Alberto YALACH CHABA,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que, aprobado por esta Dirección, propuso el señor profesor ingeniero Alberto Muñoz para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"PROYECTO DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO PARA CONSTRUIR UN EDIFICIO DE DESPACHOS EN LA ESQUINA DE LAS CALLES DE URUGUAY Y PINO SUAREZ DE ESTA CIUDAD.

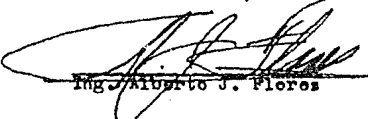
Se estudiará:

- 1o.- La solución de la superestructura en concreto reforzado.
- 2o.- Se harán los cálculos necesarios para tomar en cuenta los efectos sísmicos sobre la estructura.
- 3o.- Se estudiará la cimentación por el método de sustitución detallándose el sistema de cálculo. Se explicará la secuela de ejecución de manera de perturbar al mínimo las colindantes.
- 4o.- Se proyectarán con los materiales que se elijan -- las mezclas óptimas para alcanzar la resistencia de 140 y 210 kilogramos sobre centímetro cuadrado.
- 5o.- Se completará el estudio con el calendario de construcción y el presupuesto aproximado de la obra."

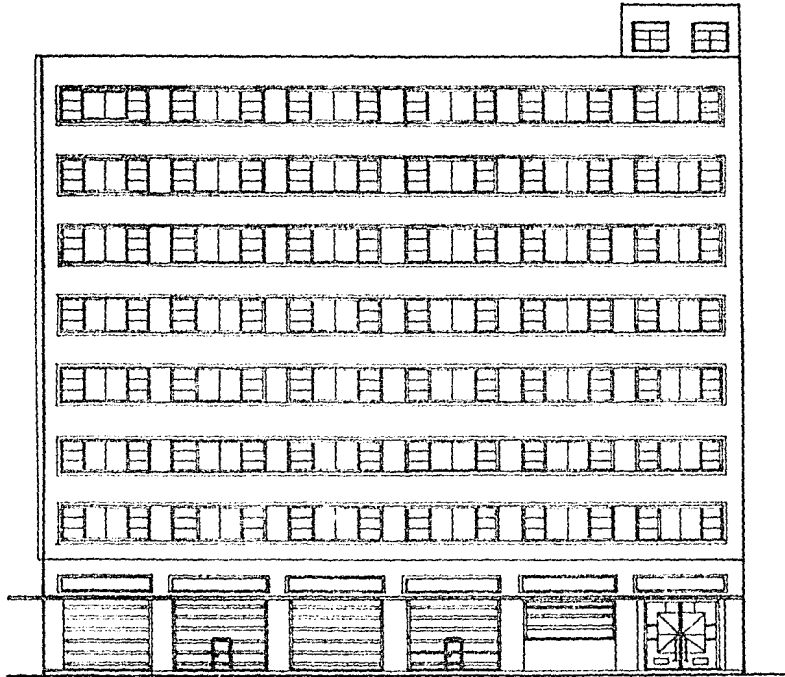
Ruego a usted que tome nota del contenido de la Circular que me permito enviarle adjunta al presente, con el fin de que cumpla con el requisito a que ella alude, indispensable para sustentar su examen profesional.

Atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D. F., a 21 de febrero de 1951
EL DIRECTOR,


Ing. Alberto J. Flores

Circular Anexa.
AJF/aib.



FACHADA

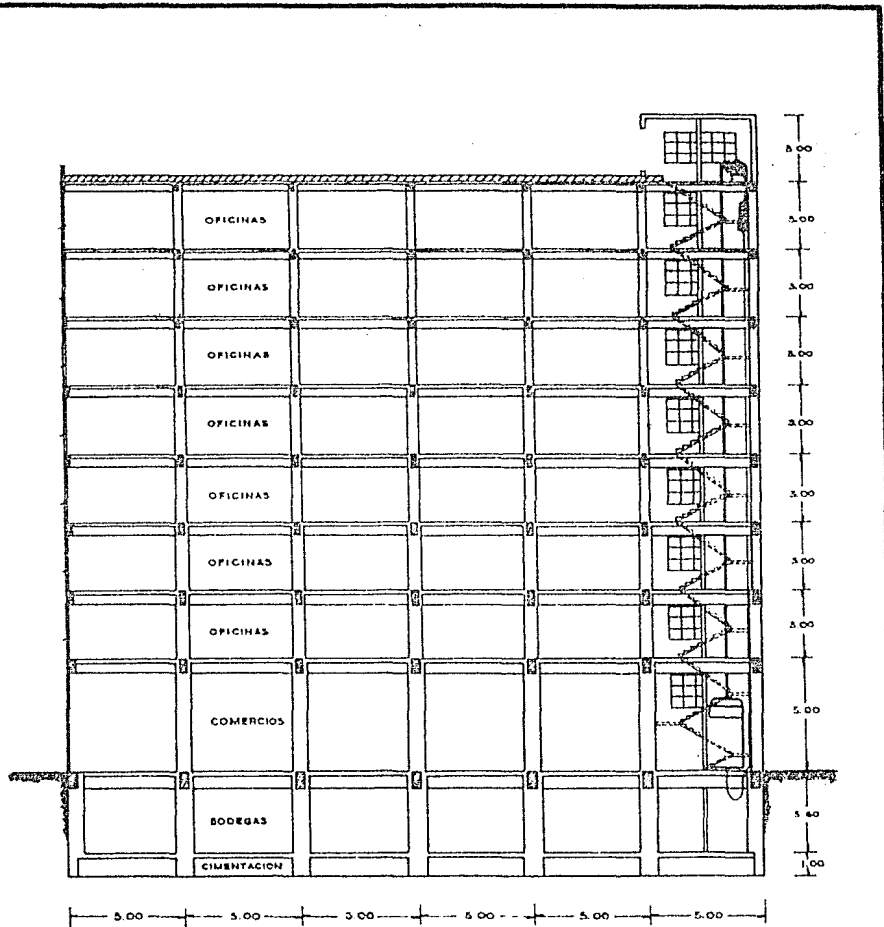
ESCALA 1:200

TESIS PROFESIONAL

E. N. I.

ALBERTO KALACH CH.

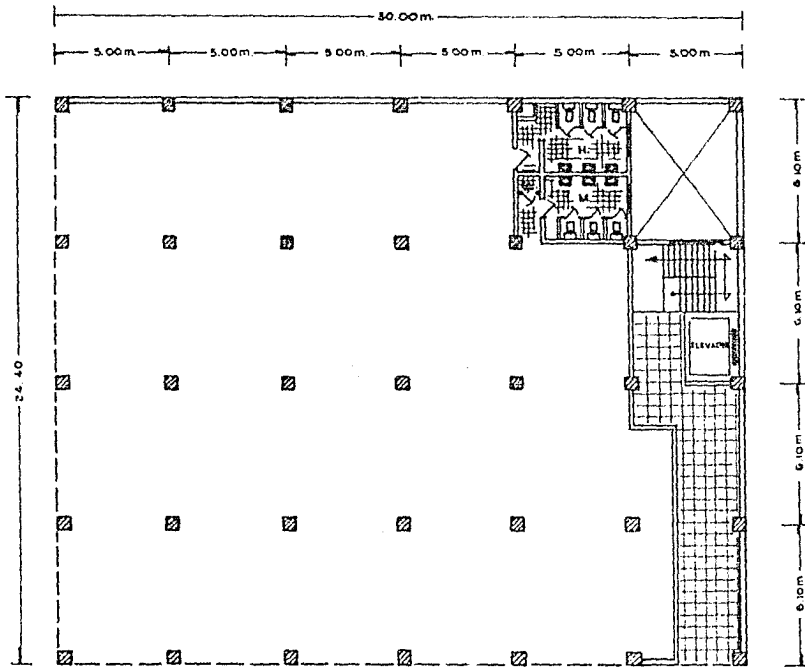
MEXICO D.F.



CORTE TRANSVERSAL

ESCALA 1:200

| |
|--------------------|
| TESIS PROFESIONAL |
| E. N. I. |
| ALBERTO KALACH CH. |
| MEXICO D.F. |



PLANTA COMERCIOS

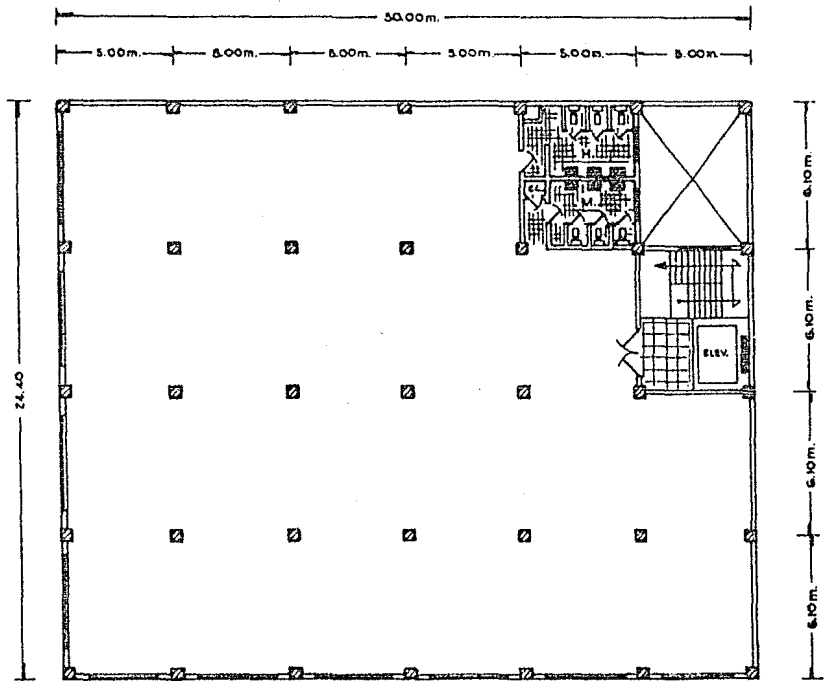
ESCALA 1: 200

TESIS PROFESIONAL

E. N. I.

ALBERTO KALACH CH.

MEXICO D.F.



PLANTA TIPO
(OFICINAS)

ESCALA 1:200

| |
|--------------------|
| TESIS PROFESIONAL |
| E. N. I. |
| ALBERTO KALACH CH. |
| MEXICO D.F. |

Proyecto de una estructura de concreto para construir un e dificio de despachos en la esquina de las calles de Uruguay y Pino Suárez, de esta ciudad.

PROCESO DEL PROYECTO.

- 1°.-La solución de la superestructura en concreto reforzado.
- 2°.-Se harán los cálculos necesarios para tomar en cuen ta los efectos sísmicos sobre la estructura.
- 3°.-Se estudiará la cimentación por el método de sustitución, detallándose el sistema de cálculo. Se explicará la secuela de ejecución de manera de perturbar el mínimo las colindantes.
- 4°.-Se proyectarán con todos los materiales que se elija, las mezclas optimas para obtener la resistencia de - 140 y 210 kilogramos por centímetro cuadrado.
- 5°.-Se completará el estudio con el calendario de cons-- trucción y el presupuesto aproximado de la obra.

En el proceso de estudio de esta obra, he hecho las conside-- raciones para la facilidad de los cálculos y sencillez de los mismos.

He tomado las consideraciones prácticas recomendadas por las diferentes agrupaciones y comités especializados en el estudio de cargas muertas, vivas, distribución de ellas, facto - res de transporte y demás artificios que facilitan las opera ciones, sin perjuicio para la seguridad de la obra.

La estructura tiene una distribución de planta tipo en todos sus pisos, por lo que no se presenta en ella problemas directos de piso a piso, más que la consideración de cargas superpuestas del nivel de azotea a nivel de sótanos.

Por lo dicho anterior, el estudio lo reduzco al de una planta tipo a nivel de azotea de nivel intermedio, planta baja (comercios) y sótano (bodega) que es el aprovechamiento de la cimentación.

He hecho las siguientes consideraciones respecto a las cargas, mediante las que se calcularán los elementos estructurales, considerando los datos obtenidos de la práctica y facilitados por casas vendedoras, y a partir de ellos he obtenido lo siguiente, que los consideraré como reales, ya que es obvio el especificar su deducción.

Muros interiores (14cm) 150 kg/m^2

Muros exteriores (28cm) 280 kg/m^2

Peso volumétrico de concreto armado 2400 kg/m^3

Consideración de peso por planta:

Azotea 500 kg/m^2

Pasillos 600 kg/m^2

Despachos 600 kg/m^2

Comercios 750 kg/m^2

Escaleras 1000 kg/m^2

Procedimiento y orden de cálculo:

1.-Condiciones de carga por planta

2.-Distribución de la carga.

3.-Consideración de los elementos libres ó continuos.

4.-Estudio de los elementos estructurales.

- a.- Marcos
- b.- Vigas
- c.- Columnas
- d.- Losas

5.-Distribución de cargas en los elementos de cimentación. Cálculo de los mismos.

CAPITULO I

Estudio de azotea.

Carga considerada 500 kg/m^2 , que incluye carga viva y carga muerta.

Pretilos de 70 cm. libres a partir del nivel de piso.

Crujías simétricas en general, dimensiones:

- I.-6 claros de 5 m. cada uno. (Fachada y muro lindero).
- II.-6 claros de 5 m. cada uno. (Marco interior).
- III.-4 claros de 6.10 m. (Fachada y muro lindero).
- IV.-4 claros de 6.10 m cada uno. (Marco interior).

CALCULO DE LOSAS.

Según como se ilustra en el plano de la planta tipo, se ve que se tiene tres tipos de losas diferentes y que son:

- a.-losa perimetral con dos lados discontinuos.
- b.-losa perimetral con un lado discontinuo.
- c.-losa interior.

Para el cálculo de las losas, tomé los coeficientes obtenidos de la tabla 5 de las especificaciones de Joint Committee, para el uso de concreto armado y para coeficientes de momentos flexionantes producidos en los tableros de losas rectangulares --

apoyadas en sus cuatro lados y construidas monolíticamente con sus apoyos.

Cálculo de la losa A.

$$L_1 = 5 \text{ m.}$$

$$L_2 = 6.10 \text{ m.}$$

$$L_1 / L_2 = 0.82$$

Por la tablas se tiene:

$$\text{Momento negativo, lado continuo, } 0.064 \times 500 \times 5^2 = 800$$

$$\text{Momento negativo, lado discontinuo, } 0.033 \times 500 \times 5^2 = 400$$

Las losas se proporcionarán con una mezcla adecuada para obtener una resistencia de 140 kg/cm^2 , ese proporcionamiento queda detallado en el capítulo IV.

$$f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$fc = \text{kg/cm}^2$$

$$k = 0.416$$

$$j = 0.861$$

$$K = 10.74$$

$$n = 15$$

$$d = \sqrt{\frac{80000}{10.74 \times 100}} = 8.6 \text{ cm}$$

$$h = 8.6 + 1.4 = 10 \text{ cm}$$

$$As = \frac{80000}{1265 \times 8.6 \times 0.861} = 8.7 \text{ cm}^2$$

var. $3/8"$ c. a. c. 8 cm. en el claro central y a 16 en los extremos, o si nó,

var. $1/2"$ 14 cm y 28 cm.

Como segunda alternativa estudiaremos la misma losa con una trabe secundaria:

$$L_1 = 5 \text{ m.}$$

$$L_2 = 3.05 \text{ m}$$

$$L_2 / L_1 = 0.60$$

$$\text{Momento máx.} = 0.078 \times (3.05)^2 \times 500 = 355.$$

$$d = \sqrt{\frac{35500}{10.74 \times 100}} = 5.7 \text{ cm.}$$

$$h = 7 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{35500}{1265 \times 5.7 \times 0.861} = 5.4 \text{ cm}$$

var. $3/8''$ c. a c. 12 cm y 24 cm. Para la faja central y las extramas respectivamente.

Como se ve se economizan 3.3 cm^2 de acero por metro y por sentido de losa.

Cálculo de la trabe secundaria

Carga debida a la losa es = $2.5 \times 3.05 \times 500 = 35.800 \text{ kg.}$

Supiniendo una sección de 20×35 su peso propio sería 375 kg

Peso total = 3935 kg.

$$M = \frac{3935 \times 500}{8} = 2470 \text{ kg x m}$$

$$d = \sqrt{\frac{247000}{10.74 \times 20}} = 34 \text{ cm}$$

$$As = \frac{24.7000}{34 \times 0.861 \times 1265} = 6.65 \text{ cm}^2$$

2 var. de $3/4''$ y 2 $3/8''$ para armar

Lo que se deduce que si es más económica la colocación de una trabe secundaria, no obstante que la mano de obra de la cim -

bra así como el propio costo de la misma quedan amortizados.

Basandose por el resultado anterior, vamos a estudiar todas nuestras losas con trabes secundarias en un solo sentido o - sea apoyadas éstas sobre los claros mayores.

Cálculo de la losa B.

Losa con un lado discontinuo:

$$L_1 = 3.05 \text{ m}$$

$$L_2 = 5.00 \text{ m}$$

$$m = 0.60$$

$$c = - 0.069 \text{ para el lado continuo}$$

$$c = - 0.035 \text{ para el lado discontinuo.}$$

$$c = 0.052 \text{ para el momento positivo.}$$

$$\text{Momento negativo} = - 0.69 \times 500 \times (3.05)^2 = - 320 \text{ kg. m.}$$

$$\text{Momento positivo} = 0.052 \times 500 \times (3.05)^2 = 240 \text{ kg. m.}$$

Y para el sentido largo

$$c = - 0.33 \text{ para el lado continuo.}$$

$$c = 0.025 \text{ para el momento positivo.}$$

Siendo $d = 5.7 \text{ cm.}$

$$As = \frac{32000}{1265 \times 0.861 \times 5.7} = 5.12 \text{ cm}^2 \text{ para el lado continuo.}$$

var. de $3/8''$ c a c. 14 cm y 21 cm.

$$\frac{24000}{1265 \times 0.861 \times 5.7} = 3.8 \text{ cm}^2 \text{ para el lado discontinuo}$$

var. $3/8''$ de c.a.c. 20 cm

$$\text{Momento negativo} = - 0.033 \times (3.05)^2 \times 500 = 15200 \text{ x cm.}$$

$$\text{Momento positivo} = 0.025 \times (3.05)^2 \times 500 = 11500 \text{ x cm.}$$

$$As = \frac{15200}{1265 \times 5.7 \times 0.861} = 2.45 \text{ cm}^2$$

var. de $3/8''$ c. a. c. 21 cm.

$$As_1 = \frac{11500}{1265 \times 5.7 \times 0.861} = 1.83 \text{ cm}^2$$

var. de 3/8" de c. a. c. 21 cm.

Cálculo de la losa C.

Losa interior.

$$m = 0.60$$

$$c = 0.063$$

$$M = 0.063 \times 3.05 \times 3.05 \times 500 = 295 \text{ kg x m. para el senti}$$

do corto.

$$\text{Si } d = 5.7 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{29500}{5.7 \times 1265 \times .861} = 4.75 \text{ cm}^2$$

var. de 1/2" de c. a. c. 15 cm para la faja central, y a 21-
para el sentido largo

$$c = 0.033$$

$$c = 0.025$$

$$M = 0.033 \times (3.05)^2 \times 500 = 152 \text{ kg x m.}$$

$$As = \frac{15200}{1265 \times 5.7 \times 0.861} = 2.45 \text{ cm}^2$$

var. de 3/8" de c. a. c. 21 cm

Estudio de la estructura.

Debido a la diversidad de los tipos de marcos que aparecen, éstos los dividiremos en 4 grupos.

I.- Marcos extremos en el sentido de crujiás de 5 m.

II.- Marcos interiores en el sentido de crujiás de 5 m.

III.- Marcos externos en el sentido de crujiás de 6.10 m

IV.- Marcos interiores en el sentido de crujiás de 6.10 m

Los marcos en cuestión están marcados en la fig. No. (1) con su

número correspondiente.

La agrupación anterior no es exactamente la debida, ya que cada uno de los marcos en la estructura es diferente del otro, - para la facilidad del estudio de ha hecho dicha agrupación, - ya que en el resultado de los cálculos se obtienen datos muy cercanos unos a los otros.

Marco I (7).

Cargas que actúan sobre dicho marco:

Peso del Pretil = 980 kg.

Peso de la losa = 1270 kg.

Suponiendo una viga de 20 x 50 cm, su peso propio sería de - 1200 kg.

Peso total que obra sobre cada trabe del marco, 3250 kg.

Considerando las vigas como perfectamente empotradas se tiene

$$M = \frac{3250 \times 5}{12} = 1350 \text{ kg x m}$$

Para el estudio de los elementos de la estructura en lo que se refiere a trabes continuas y perfectamente unidas a las columnas, voy a seguir el método de Cross.

Para la aplicación de este método es necesario conocer las rigideces de las piezas, así como sus momentos de inercia, pues to que nos hace falta la sección de la columna, ésta también la suponemos de 25 x 25 cm.

Momentos de inercia.

$$\text{Para la viga } I = \frac{1}{12} bh^3 = 207000 \text{ cm}^4$$

Para la columna I = $25 \times 25^3 \times 1/12 = 32500 \text{ cm}^4$

Rigidéz.

$$\text{Viga} = I/L = \frac{207000}{500} = 415.$$

$$\text{Columna} = \frac{32500}{300} = 108.$$

Factores de distribución para los elementos de las esquinas.

$$\text{Vigas} = \frac{415}{415 + 108} = 0.79$$

$$\text{Columna} = \frac{108}{415 + 108} = 0.21$$

Factores de distribución en los elementos centrales.

$$\text{Vigas} = \frac{415}{415 + 415 + 108} = 0.44$$

$$\text{Columna} = \frac{108}{415 + 415 + 108} = 0.12$$

En vista de que estamos en el nivel de azotea y es edificio comercial, no encontramos cargas vivas más que en una forma accidental, debido a ésto y para facilitar el estudio evitamos los cálculos en lo que se refiere a carga viva.

Debido a la simetría que presentan los marcos en estudio se puede hacer la simplificación, estudiando la mitad de los marcos, ya que la otra mitad resultará simétrica.

| | | | |
|--|---|---|--|
| $\begin{array}{r} \underline{\underline{-1687.5}} \\ 8.5 \\ - 46 \\ \hline 0 \\ 0 \\ \hline 235 \\ - 535 \\ \hline 0 \\ -1350 \end{array}$ | $\begin{array}{r} \underline{\underline{-1285.5}} \\ 0.0 \\ 0 \\ \hline - 53 \\ 117.5 \\ \hline 0 \\ 0 \\ \hline 0 \\ -1350 \end{array}$ | $\begin{array}{r} \underline{\underline{-1335}} \\ - 11.5 \\ \hline 26.5 \\ 0 \\ \hline 0 \\ 0 \\ \hline 0 \\ 0 \\ \hline 0 \\ -1350 \end{array}$ | |
| 0.79 | 0.45 | 0.45 | 0.45 |
| $\begin{array}{r} -1350 \\ \underline{1070} \\ 0 \\ \hline 0 \\ -117.5 \\ \underline{92.0} \\ 0 \\ \hline 0 \\ \underline{\underline{-305.5}} \end{array}$ | $\begin{array}{r} -1350 \\ \underline{0} \\ 0 \\ \hline 235 \\ 0 \\ \hline 0 \\ \underline{206.5} \\ - 8.5 \\ \hline \underline{\underline{-1567.0}} \end{array}$ | $\begin{array}{r} -1350 \\ \underline{0} \\ 0 \\ \hline 0 \\ 53 \\ \hline 0 \\ \hline 0 \\ \underline{\underline{-1297.0}} \end{array}$ | $\begin{array}{r} -1350 \\ \underline{0} \\ 0 \\ \hline 0 \\ 0 \\ \hline 0 \\ 0 \\ \hline 0 \\ 0 \\ \hline 0 \\ -1350 \end{array}$ |

Una vez obtenidos los momentos y repartidos por el método de Cross como se ilustra en la distribución del marco anterior, procede a calcular el momento producido por los efectos sísmicos en el nivel en estudio.

$$M_s = \frac{1}{20} \times L \times P$$

M_s = Momento producido por el sismo.

L = Longitud de la columna en estudio.

P = Carga en toneladas debido a las cargas verticales.

Carga Vertical = $3.05 \times 2.50 \times 500 = 3,812.5$ kg.

$$M_s = \frac{1}{20} \times 300 \times 3812.5 = 57,187 \text{ kg} \times \text{cm.}$$

Y como las piezas en este nudo absorben el sismo en proporción a su momento de inercia.

$$\text{Se tiene } 57.187 \times 0.79 = 45,320 \text{ x cm.}$$

Y para la columna

$$57,187 \times 0.21 = 11,867 \text{ kg} \times \text{cm.}$$

En las columnas interiores se tiene

$$M_s = \frac{1}{20} \times 300 \times 7625 = 114,374 \text{ kg} \times \text{cm.}$$

Para la viga:

$$114,374 \times 0.45 = 49,885 \text{ kg} \times \text{cm.}$$

Para la columna:

$$114,374 \times 0.12 = 13,725 \text{ kg} \times \text{cm.}$$

En la tabla que a continuación se ilustra, aparecen los momentos producidos debidos a las cargas verticales y los momentos producidos por los efectos del sismo, considerando éste en dos sentidos para obtener así el caso más desfavorable, es decir, la suma de los dos momentos del mismo signo.

El valor Cr. que es la diferencia de momento entre dos apoyos de una viga, se obtiene del máximo que resulta, considerando el sismo actuado primero en un sentido y luego el sentido contrario, obteniendo así la fuerza cortante que podría producirse en el caso más desfavorable.

| E0 | E1 | | E2 | | E3 |
|---------------|----------------|---------------|----------------|----------------|----------------|
| -305.5 | -1687.5 | 1567 | -1285.0 | -1297.0 | -1335.0 |
| 453.2 | -498.8 | 498.8 | -498.8 | 498.8 | -498.8 |
| <u>-147.7</u> | <u>-2188.3</u> | <u>1068.2</u> | <u>-1783.8</u> | <u>-798.2</u> | <u>-1833.8</u> |
| -305.5 | -1687.5 | 1567. | -1285.0 | -1297.0 | -1335.0 |
| -453.2 | 498.8 | 498.8 | 498.8 | -498.8 | -498.8 |
| <u>-758.7</u> | <u>-1188.7</u> | <u>2065.8</u> | <u>-786.2</u> | <u>-1795.8</u> | <u>-836.2</u> |

Con los momentos tabulados en el cuadro anterior, procedemos a calcular los elementos de cada una de las vigas tales

como Fuerza cortante, puntos de inflexión, punto de mayor momento positivo y el valor del mismo.

Viga E₀ - E₁ = E₅ - E₆

$$M_0 = 147.7 \text{ kg.m.}$$

$$M_1 = - 2188.3 \text{ kg.m.}$$

$$M_1 - M_0 = - 2336 \text{ kg.m.}$$

$$C_r = 2336/5 = 466 \text{ kg.}$$

$$V_0 = 1625 - 466 = 1159 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 1625 + 466 = 2091 \text{ kg.}$$

$$W = 3250/5 = 650 \text{ kg/m.}$$

Puntos de inflexión:

$$X = \frac{1159}{650} \pm \sqrt{(1.77)^2 - \frac{2 \cdot 147.7}{650}}$$

$$X = 1.77 \pm 1.64$$

$$X_1 = 0.13 \text{ m.}$$

$$X_2 = 3.41 \text{ m.}$$

Momento máximo se producirá a los 1.77 m. a partir del apoyo

E₀.

$$M \text{ max. positivo} = \frac{(1.64 \times 2)^2}{8} \times 650 = 880 \text{ kg x m.}$$

Viga E₁ - E₂ = E₄ - E₅

$$M_1^1 = 2065.8 \text{ kg.m.}$$

$$M_2 = 786.2 \text{ kg.m.}$$

$$M_1^1 - M_2 = 1279.6 \text{ kg.m.}$$

$$C_r = 1279.6/5 = 256 \text{ kg}$$

$$V_1 = 1625 - 256 = 1369 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 1625 + 256 = 1881 \text{ kg.}$$

$$X = \frac{1369}{650} \pm \sqrt{(2.10)^2 - 2 \frac{786.2}{650}}$$

$$X = 2.10 \pm 1.4$$

$$X_1 = 0.70 \text{ m.}$$

$$X_2 = 3.5 \text{ m.}$$

$$M \text{ max. pos.} = \frac{(1.4 \times 2)^2 \times 650}{8} = 640 \text{ kg x m.}$$

Tanto los puntos de inflexión como el momento positivo, están considerados a partir del apoyo E₂

$$\text{Viga } E_2 - E_3 = E_3 - E_4$$

$$M_2 = 798.2 \text{ kg.m.}$$

$$M_3 = 1833.8 \text{ kg.m.}$$

$$M_3 - M_2 = 1034.6 \text{ kg.m.}$$

$$C_r = 1034.6/5 = 207 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 1625 - 207 = 1418 \text{ kg.}$$

$$V_3 = 1625 + 207 = 1832 \text{ kg.}$$

$$X = \frac{1418}{650} \pm \sqrt{(2.22)^2 - 2 \frac{798.2}{650}} = 2.22 \pm 1.56$$

$$X_1 = 0.66 \text{ m.}$$

$$X_2 = 3.78 \text{ m.}$$

$$M \text{ max. pos.} = \frac{(1.56 \times 2)^2 \times 650}{8} = 790 \text{ kg. x m.}$$

De los resultados anteriores obtenidos vemos, que la sección de la viga domina para el claro E₀ - E₁, con la cual proyectamos la sección para todo el marco, en vista de que hemos hecho las suposición desde un principio que el marco vá a tener sección constante en todos sus claros, variando únicamente el refuerzo metálico.

Cálculo de la Sección.

Por la fuerza cortante se tiene:

Siendo V igual 2091.kg

$$d = \frac{V}{v \times j \times b}$$

Considerando que el refuerzo metálico tiene anclaje en sus extremos y por especificaciones del J. C. se tiene:

$$v \text{ max.} = 6 \% \text{ de } f'c = 8.4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$d = \frac{2091}{3.4 \times 0.861 \times 20} = 14.4 \text{ cm.}$$

Lo que nos indica que el esfuerzo cortante es muy pequeño y no necesita armado especial más que el necesario para armar.

Por momento flexionante (el máximo que se presenta en el marco.

$$d = \sqrt{\frac{218830}{10.74 \times 20}} = 32 \text{ cm.}$$

$$h = 35.0 \text{ cm.}$$

| | E | E1 | E2 | E3 |
|----------------------|-----------------|-----------------|------|------|
| Momen tos Máx. | 880 | 640 | 790 | |
| (-) | 787.5 | 2188.3 | 2065 | 1783 |
| Seceb ción d | 20 | 20 | 20 | 20 |
| h | 32 | 32 | 32 | 32 |
| | 35 | 35 | 35 | 35 |
| As.cm ² | 2.51 | 1.83 | 2.26 | |
| (-) | 2.17 | 6.25 | 6.25 | 5.15 |
| φ | | | | |
| ⌈ | Estribos de 1/4 | " a cada 15 cm. | | |

Marco II

Marco interior paralelo al marco I

Cargas que obran sobre este marco

Debido a la losa, terrado y carga viva 7650 Kg.

Peso propio de la trabe

$$0.20 \times 0.40 \times 5.00 \times 2400 = 960 \text{ Kg.}$$

Peso total que actúa sobre cada viga = 8610 Kg.

Considerando la viga como empotrada se tiene

$$M = \frac{8610 \times 5}{12} = 3580 \text{ Kg. x Cm.}$$

Momentos de Inercia :

$$\text{Viga I} = 1/12 bh^3 = 1/12 \times 20 \times 40^3 = 106,500 \text{ cm}^4$$

$$\text{Col. I} = 1/12 b^4 = 32,500 \text{ cm}^4$$

Rigidez :

$$\text{Viga I/1} = \frac{106500}{500} = 214$$

$$\text{Col. I/1} = \frac{32500}{500} = 108$$

Factores de distribución :

$$\text{Viga} = \frac{214}{214 + 108} = 0.665$$

$$\text{Col.} = \frac{108}{214 + 108} = 0.335$$

Siendo estos dos factores para los nudos extremos

Los factores de distribución para los nudos interiores:

$$\text{Viga} = \frac{214}{214 + 214 + 108} = 0.40$$

$$\text{Col.} = \frac{108}{214 + 214 + 108} = 0.20$$

Distribuimos los momentos en la misma forma que el caso anterior o sea por el método de Cross.

| | -4227 | | -3338 | | -3609 |
|--------------|-------------|--------------|------------|--------------|------------|
| | <u>79</u> | | <u>0</u> | | <u>19</u> |
| | <u>-12</u> | | <u>0</u> | | <u>-48</u> |
| | 0 | | <u>-96</u> | | 0 |
| | 0 | | <u>238</u> | | 0 |
| | <u>476</u> | | 0 | | 0 |
| | <u>-119</u> | | 0 | | 0 |
| | 0 | | 0 | | 0 |
| 0.667 | -3580 | 0.40 | -3590 | 0.40 | -3580 |
| | 0.40 | | 0.40 | | 0.40 |
| -3580 | | -3580 | | -3580 | |
| <u>2380</u> | | 0 | | 0 | |
| 0 | | 0 | | 0 | |
| 0 | | <u>-476</u> | | 0 | |
| -238 | | 0 | | 0 | |
| <u>158</u> | | 0 | | <u>96</u> | |
| 0 | | <u>48</u> | | 0 | |
| 0 | | <u>-12</u> | | 0 | |
| <u>-1280</u> | | <u>-4020</u> | | <u>-3484</u> | |

Una vez obtenidos los momentos ya distribuidos debidos a las cargas verticales ,voy a sumarles los momentos debidos a los efectos del sismo, considerando este caso como los siguientes que el sismo obra una vez en una dirección y luego en el sentido contrario para obtener así el caso mas desfavorable a la que podría estar sujeta la estructura.

Cargas verticales en las columnas extremas.

Carga debida a la losa 7620 Kg.

Peso viga y columna 380 Kg.

Ms. = $1/20 \times 300 \times 8000 = 120,000 \text{ Kg.} \times \text{cm.}$

La columna abs.

$120,000 \times 0.335 = 40,000 \text{ kg} \times \text{cm.}$

La viga Abs.

$$120,000 \times 0.665 = 80,000 \text{ kg x cm.}$$

Las cargas verticales sobre las columnas de los nudos interiores son de 16000 Kg.

$$Ms. = 1/20 \times 300 \times 16000 = 240,000 \text{ kg x cm.}$$

Para la columna:

$$240,000 \times 0.20 = 48000 \text{ kg x cm.}$$

Para la viga:

$$240,000 \times 0.40 = 96,000 \text{ kg x cm.}$$

Sumando los dos momentos como ya se dijo anteriormente se tiene:

| D ₀ | | D ₁ | | D ₂ | | D ₃ |
|----------------|-------|----------------|-------|----------------|-------|----------------|
| -1280 | -4227 | -4020 | -3338 | -3484 | -3609 | |
| 800 | 960 | 960 | 960 | 960 | 960 | |
| -480 | -5187 | 3060 | 4298 | 2524 | 4569 | |
| -1280 | -4227 | -4020 | -3338 | -3484 | -3609 | |
| 800 | 960 | 960 | 960 | 960 | 960 | |
| -2080 | -3267 | -4980 | -2378 | -4444 | -2649 | |
| | -4707 | | -2602 | | 2045 | |

Con la diferencia de momentos que se ha obtenido de la tabla anterior procederé a calcular las fuerzas cortantes, puntos de inflexión, momento maximo positivo y lugar en que presenta este en cada claro que forma el marco en estudio.

$$\text{Viga } D_0 - D_1 = D_5 - D_6$$

$$M_0 = 480 \text{ kg. m.}$$

$$M_1 = 5187 \text{ Kg. m}$$

$$M_1 - M_0 = 4707 \text{ kg. m.}$$

$$\text{Cr.} = 4707 : 5 = 941 \text{ kg.}$$

$$w = 1725 \text{ kg. m.}$$

$$V_0 = 4305 - 941 = 3354$$

$$V_1 = 4305 + 941 = 5246$$

$$X = \frac{3354}{1725} \pm \sqrt{(1.95)^2 - \frac{480}{1725}}$$

$$X = 1.95 \pm 1.83$$

$$X_1 = 0.12 \text{ m.}$$

$$X_2 = 3.78 \text{ m.}$$

Mon. Máx. Pos a los 1.95 a partir del apoyo D₀

$$M = \frac{(1.83 \times 2)^2}{8} \times 1725 = 2930 \text{ kg x m.}$$

$$\text{Vista } D_1 - D_2 = D_4 - D_5$$

$$M_1 = 4980 \text{ kg. m.}$$

$$M_2 = 2379 \text{ kg. m.}$$

$$M_1 - M_2 = 2602 \text{ kg. m.}$$

$$\text{Cr.} = 2602 : 5 = 521 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 4305 - 521 = 3784 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 4305 + 521 = 4826 \text{ kg.}$$

$$X = \frac{3784}{1725} \pm \sqrt{(2.19)^2 - 2 \frac{2379}{1725}}$$

$$X = 2.19 \pm 1.43$$

$$X_1 = 0.76 \text{ m.}$$

$$X_2 = 3.62 \text{ m.}$$

Mom. Máx. Pos. a los 2,19 a partir del apoyo D₂

$$M = \frac{(1.43 \times 2)^2}{8} \times 1725 = 1760 \text{ kg. x m.}$$

Viga D₂ - D₃ = D₄ - D₃

M₂ = 2524 kg. m.

M₃ = 4569 kg. m.

M₃ - M₂ = 2045 kg. m.

Cr. = 2045 : 5 = 409 kg.

V₂ = 4305 - 409 = 3896 kg.

V₃ = 4305 - 409 = 4714 kg.

$X = \frac{3876 \pm \sqrt{(2.24)^2 - 2 \frac{2524}{1725}}}{1725}$

X = 2.24 ± 1.76

X₁ = 0.48 m.

X₂ = 4.00 m

Momento Máximo a los 2.24 a partir del apoyo D₂

M = $\frac{(1.76 \times 2)^2 \times 1725}{8} = 2680 \text{ Kg. x. m.}$

| | D ₀ | D ₁ | D ₂ | D ₃ |
|----------------------|---|----------------|----------------|----------------|
| Momentos Máximos (-) | 2930 | 1760 | 2680 | |
| | 2080 | 5187 | 4298 | 4568 |
| | 25 | 25 | 25 | |
| | 44 | 44 | 44 | |
| | 47 | 47 | 47 | |
| As. Cm. ² | 6.2 | 3.8 | 5.7 | |
| (-) | 4.4 | 11.0 | 9.4 | 9.7 |
| φ | | | | |
| ⌋ | Estribos de 1/4 10-30 y el resto a cada 20 cm | | | |

Cálculo de la sección.

La sección la calculo con el mayor momento.

$$d = \frac{\sqrt{518700}}{\sqrt{10.74 \times 25}} = 44 \text{ cm.}$$

$$h = 47 \text{ cm.}$$

Revisión por la fuerza cortante máxima.

$$d = \frac{5246}{8.4 \times 0.861 \times 25} = 29 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{5246}{25 \times 0.861 \times 44} = 5.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$v' = 5.65 - 4.2 = 1.45 \text{ kg./cm}^2$$

$$Z = 2.50 \times \frac{1.45}{5.55} = 0.642 \text{ m.}$$

$$T = 1/2 \times 25 \times 64 \times 1.45 = 1165 \text{ kg.}$$

Utilizando los estribos de 1/4 "

$$N = \frac{1165}{560} = 2 \text{ estribos}$$

El primero se colocará a los 5 cm. y el segundo a los 15 cm.

y el resto llevará estribos a cada 25 cm para armar.

Marco III

Como se indicó anteriormente el marco III es el marco de fachada en el sentido de cruñas de 6.10 m. de claro y - de 4 claros iguales.

Carga debido a la losa 7600 kg.

Peso del pretil 630 kg.

Carga total 8230 kg.

Considerando empotramiento perfecto se tiene:

$$M = \frac{8230 \times 6.10}{12} = 4200 \text{ kg. m.}$$

Suponiendo que:

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$d = 50 \text{ cm.}$$

Momentos de inercia de las piezas.

$$I \text{ viga} = 260,400 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ columna} = 32,500 \text{ cm}^4$$

Rigidez:

En el nudo extremo

$$\text{Viga} = \frac{250,400}{610} = 427$$

$$\text{Columna} = \frac{32500}{300} = 108$$

Factores de distribución

$$\text{Viga} = \frac{427}{427 + 108} = 0.80$$

$$\text{Columna} = \frac{108}{427 + 108} = 0.20$$

Para los nudos interiores.

$$\text{Viga} = \frac{427}{427 + 427 + 108} = 0.445$$

$$\text{Columna} = \frac{108}{427 + 427 + 108} = 0.11$$

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|--|------|---|-------|-------|---|----|-----|--|------|---|---|-----|---|---|----|-------|------|---|------|---|---|-------|-------|---|---|------|----|
| | $\begin{array}{r} -5176 \\ \hline + 104 \\ - 150 \\ \hline 0 \\ 0 \\ -1680 \\ + 750 \\ \hline 0 \\ -4200 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3992 \\ \hline 0 \\ 0 \\ -167 \\ + 375 \\ \hline 0 \\ 0 \\ -4200 \end{array}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0.20 | 0.445 | 0.445 | 0.11 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">4200</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">+ 360</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">0</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">0</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">- 375</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">+ 300</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">0</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">00</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 3px double black;">915</td></tr> </table> | 4200 | + 360 | 0 | 0 | - 375 | + 300 | 0 | 00 | 915 | <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">4200</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">0</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">0</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">750</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">0</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">0</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">83</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">- 104</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 3px double black;">4971</td></tr> </table> | 4200 | 0 | 0 | 750 | 0 | 0 | 83 | - 104 | 4971 | <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">4200</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">0</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">0</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">- 167</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">+ 375</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">0</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 1px solid black;">0</td></tr> <tr><td style="border-bottom: 3px double black;">4200</td></tr> </table> | 4200 | 0 | 0 | - 167 | + 375 | 0 | 0 | 4200 | C. |
| 4200 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| + 360 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| - 375 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| + 300 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 915 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4200 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 750 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 83 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| - 104 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4971 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4200 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| - 167 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| + 375 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4200 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Carga vertical a la columna extrema = 3812 kg.

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 3812 = 57,187 \text{ kg cm.}$$

La columna absorbe:

$$57,187 \times 0.20 = 11,400 \text{ kg cm.}$$

y la viga absorbe:

$$57,187 \times 0.80 = 45,787 \text{ kg cm.}$$

Para los nudos centrales.

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 7624 = 114,364 \text{ kg} \times \text{cm.}$$

La columna absorve:

$$114,364 \times 0.11 = 12,364 \text{ kg} \times \text{cm.}$$

y cada viga absorve:

$$114,364 \times 0.445 = 5,000 \text{ kg} \times \text{cm.}$$

| A. | B. | | C. |
|---|---|---|---|
| $\begin{array}{r} - 915 \\ 458 \\ \hline - 457 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -5176 \\ 510 \\ \hline -5687 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -4971 \\ 510 \\ \hline -4461 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3992 \\ 510 \\ \hline -4502 \end{array}$ |
| 5229 | | 1999 | |
| $\begin{array}{r} - 915 \\ 458 \\ \hline -1373 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -5176 \\ 510 \\ \hline -4666 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -4971 \\ 510 \\ \hline -5481 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3992 \\ 510 \\ \hline -3482 \end{array}$ |

Cálculo de la viga $A_0 - B_0 = D_0 - E_0$

$$M_a = 457 \text{ kg m.}$$

$$M_b = 5686 \text{ kg m.}$$

$$M_b - B_a = 5229 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 860 \text{ kg.}$$

$$V = 4115 \text{ kg.}$$

$$\pi = 1350 \text{ kg. m.}$$

$$V_a = 4115 - 860 = 3255 \text{ kg.}$$

$$V_b = 4115 + 860 = 4975 \text{ kg.}$$

$$X = \frac{3255 \pm \sqrt{(2.41)^2 - 2 \frac{457}{1350}}}{1350}$$

$$X = 2.41 \pm 2.28$$

$$X_a = 0.13 \text{ m.}$$

$$X_2 = 4.69 \text{ m.}$$

Momento positivo máx. a los 2.41 a partir del apoyo Ao.

$$M = \frac{(2.28 \times 2)^2}{8} \times 1350 = 3540 \text{ kg x m}$$

Viga Bo Co = Co. Do.

$$Mb = 5481 \text{ kg. m.}$$

$$Mc = 3482 \text{ kg. m.}$$

$$Mb = Mc = 1999 \text{ kg m.}$$

$$Cr = 327 \text{ kg}$$

$$Vb = 4115 + 327 = 4442 \text{ kg.}$$

$$Vc = 4115 - 327 = 3788 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{3255}{1350} + \sqrt{(2.41)^2 - \frac{2 \cdot 457}{1350}}$$

$$x = 2.8 \pm 1.63$$

$$X_1 = 1.17 \text{ m.}$$

$$X_2 = 4.42 \text{ m.}$$

$$\text{Momento positivo máx. a 2.8} = \frac{(1.62 \times 2)^2}{8} \times 1350 = 1790 \text{ kg.xm.}$$

Cálculo de la sección.

El cálculo de la sección para el marco en cuestión se proyectará con el máximo momento que se presente y se revisa con -- la fuerza cortante máxima.

Por momento flexionante:

$$d = \sqrt{\frac{548100}{10.74 \times 25}} = 45 \text{ cm.}$$

Por fuerza cortante:

$$d = \frac{4975}{8.4 \times 0.861 \times 25} = 27.5 \text{ cm.}$$

$$h = 48 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{4975}{0.861 \times 25 \times 45} = 5.12 \text{ kg. cm}^2$$

$$v' = 5.12 - 4.2 = 0.98 \text{ kg. cm}^2$$

$$Z = \frac{3.05}{5.12} \times 0.98 = 58 \text{ cm.}$$

$$T = 0.5 \times 25 \times 58 \times 0.98 = 715 \text{ kg.}$$

$$N = 715 : 560 = 2$$

Se colocarán dos estribos de 1/4 a 5 y 10 cm. a partir del apoyo, y 25 cm para el resto de la viga.

| | | | | |
|-------------------------|---|-------|-------|-------|
| Momen tos. (+) | 3340 | | 1970 | |
| | (-) | -1373 | -5686 | -5481 |
| Sección b | 25 | | 25 | |
| d | 45 | | 45 | |
| h | 48 | | 48 | |
| As. cm ² (+) | 7.2 | | 3.65 | |
| | (-) | 2.8 | 11.5 | 11.5 |
| φ | | | | |
| | | | | |
| □ | Estribos del 1/4 " a los 5, 10 y a los 25 cm. | | | |

Marco IV

Marco interior de cuatro claros iguales de 6.10 M. cada uno.

Carga que obran sobre este marco.

La única carga es la de la losa en vista de que he considerado una carga de 500 kg. m²

$$6.10 \times 5.00 \times 500 = 15,200 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{15200 \times 6.10}{12} = 7720 \text{ kg. m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{772000}{10.74 \times 30}} = 48.5 \text{ cm.}$$

$$h = 50 \text{ cm.}$$

Momentos de Inercia de la sección obtenida aproximada

$$I \text{ Viga} = 312,500 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ Col.} = 32,500 \text{ cm}^4$$

Rigidez:

$$\text{Viga} = \frac{312,500}{610} = 512$$

$$\text{Col.} = \frac{32500}{300} = 108$$

Factores de distribución

Para los nudos extremos es decir en los nudos A_1 y E_1

$$\text{Viga} = \frac{512}{512 + 108} = 0.83$$

$$\text{Col.} = \frac{108}{512 + 108} = 0.17$$

Para los nudos interiores de tiene:

$$\text{Viga} = \frac{512}{512 + 108 + 512} = 0.445$$

$$\text{Col.} = \frac{108}{512 + 108 + 512} = 0.11$$

Debido a la simetría, como en los casos anteriores estudio la mitad del marco.

Carga vertical sobre las columnas extremas es de 7650 kg.

Carga vertical sobre las columnas interiores es de 15300 kg.

$$M_s = 1/20 h P$$

| | | | |
|-------|-------|-------|-------|
| | -9621 | | -7326 |
| | 224 | | 0 |
| | - 345 | | 0 |
| | 0 | | - 316 |
| | 1420 | | 710 |
| | -3200 | | 0 |
| | 0 | | 0 |
| | -7720 | | -7720 |
| 0.83 | 0.445 | 0.445 | 0.445 |
| -7720 | -7720 | -7720 | |
| 6400 | 0 | 0 | |
| 0 | -1420 | 0 | |
| 0 | 0 | 0 | |
| - 710 | 158 | - 224 | |
| 690 | - 224 | -9206 | |
| 0 | | | |
| -1340 | | | |

M_s ., momento debido al sismo.

H, altura de la columna en el marco en estudio.

P, carga vertical sobre las columnas del marco en estudio.

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 7650 = 114,300 \text{ kg cm.}$$

La columna absorbe:

$$114,300 \times 0.17 = 19,500 \text{ kg cm.}$$

La viga absorbe :

$$114,300 \times 0.83 = 94,800 \text{ kg cm.}$$

Para los nudos interiores.

La columna absorbe:

$$228,600 \times 0.445 = 101,200 \text{ kg cm.}$$

Sumando los momentos debidos a las cargas verticales con los

momentos producidos por los efectos de sismo, considerando este último actuando en un sentido y luego en el sentido contrario para obtener así el caso mas desfavorable y con ello cálculo la sección de las piezas.

| A | B | B | C |
|---------------|---------------|---------------|--------------|
| - 1340 | -9621 | -9206 | -7326 |
| 948 | 1012 | 1012 | 1012 |
| <u>- 392</u> | <u>-10633</u> | <u>-8194</u> | <u>-8334</u> |
| - 1340 | -9621 | -9206 | -7326 |
| 948 | 1012 | 1012 | 1012 |
| <u>- 2288</u> | <u>-8609</u> | <u>-10218</u> | <u>-6314</u> |

Basandose en el cuadro anterior en el que aparecen la suma de los momentos, tomo la mayor diferencia de momentos entre dos apoyos de una misma, obteniendo así una corrección de reacción mayor la que aumenta la fuerza cortante, para el proyecto de la viga.

Cálculo de la viga A₁ - B₁ = D₁ - E₁

$$M_a = 392 \text{ kg. m.}$$

$$M_b = 10633 \text{ kg. m.}$$

$$M_b = M_a = 10241 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 10241 : 6.10 = \text{kg.}$$

$$w = 15200 : 6.10 = 2520 \text{ kg. m.}$$

$$V_a = 7600 - 1680 = 5920 \text{ kg.}$$

$$V_b = 7600 + 1680 = 9280 \text{ kg.}$$

$$X = \frac{5920}{2520} \pm \sqrt{(2.34)^2 - 2 \frac{392}{2520}}$$

$$X = 2.34 \pm 2.17$$

$$X_1 = 0.17 \text{ m.}$$

$$X_2 = 4.51 \text{ m.}$$

El momento positivo máximo que actúa en el punto de 2.34 a partir del apoyo A₁ es igual.

$$M = \frac{(2.27 \times 2)^2}{8} \times 2520 = 6510 \text{ kg m.}$$

Cálculo la viga B₁ - C₁ = C₁ - D₁

$$M_b' = 10118 \text{ kg. m.}$$

$$M_c = 6314 \text{ kg. m.}$$

$$M_b = M_c = 3904 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 3904 : 6.10 = 640 \text{ kg.}$$

$$V_b' = 7600 \div 640 = 8240 \text{ kg.}$$

$$V_c = 760 - 640 = 6960 \text{ kg.}$$

$$X = \frac{6960}{2520} \pm \sqrt{(2.77)^2 - 2 \frac{6314}{2520}}$$

$$X = 2.77 \pm 1.61$$

$$X_1 = 1.16 \text{ m.}$$

$$X_2 = 4.38 \text{ m.}$$

El momento positivo máximo que actúa en el punto 2.77 a partir del apoyo C₁.

$$M = \frac{(1.61 \times 2)^2}{8} \times 2520 = 3280 \text{ kg. m.}$$

Cálculo de la sección:

Se proyecta la sección por momento flexionante y se revisa por la fuerza cortante así como por la adherencia.

$$d = \sqrt{\frac{1063300}{10.74 \times 30}} = 57 \text{ cm.}$$

$$h = 60 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{V}{b j v}$$

$$d = \frac{9280}{30 \times 0.861 \times 8.4} = 43 \text{ cm.}$$

Cálculo de los estribos:

$$v = \frac{9280}{30 \times 0.851 \times 57} = 6.3 \text{ kg. cm}^2$$

$$v' = 6.3 - 4.2 = 2.10 \text{ kg. cm}^2$$

$$Z = 305/6.3 \times 2.1 = 97 \text{ cm.}$$

$$T = 0.5 \times 30 \times 97 \times 2.10 = 2930 \text{ kg.}$$

Si se llega a doblar una s6la barra del acero de momento bastar6a para absorber este esfuerzo en vista de que se tiene barra de 3/4".

| | A | B | C |
|-------------------------|--|---------|-----------------|
| Mon. (+) | 6510 | | 3280 |
| Máx (-) | 2288 | 10633 | 10218 |
| | | | 8334 |
| Sec- ción. | b | 30 | |
| | d | 57 | |
| | h | 60 | |
| As. Cm. ² | (+) | 10.4 | |
| | (-) | 3.65 | 17.0 |
| φ | | 2φ 1/8" | 2φ 3/8" 1φ 3/8" |
| | | 3φ 3/4" | 2φ 3/4" |
| | | 2φ 1/2" | 2φ 1/2" |
| □ | Estribos de 1/4 de pulgada a cada 55 cm. y una barra doblada de 3/4 de pulgada. | | |

PLANTA TIPO

Debido a que las cargas en todos los pisos son iguales, ya que es un edificio comercial, las plantas resultarían iguales con la única variante que es el factor de rigidez, puesto que los momentos de inercia de las columnas van creciendo a medida que se baja a los niveles inferiores.

En este estudio que voy hacer en cuatro tipos de plantas diferentes y que son:

Tipo A, para los niveles 5 y 6, ya que sus columnas tienen el mismo momento de inercia.

Tipo B, para los niveles 3 y 4

Tipo C, para los niveles 1 y 2.

Tipo D, para la planta baja.

Tipo E, para el estudio de la planta del sótano.

Cálculo de las losas:

Como en el caso anterior tendrémos los tres tipos de losas.

Losa de tipo A, Perimetral con dos lados discontinuos.

Losa de tipo B, Perimetral con un lado discontinuo.

Losa de tipo C, Interior.

Losa A.

$$L_1 : L_2 = m = 3.05 : 5.00 = 0.6$$

G, para lados discontinuos igual - 0.039

C, para lados continuos igual - 0.078

C, para momento positivo igual + 0.059

El valor de C, obtenido en los tres renglones anteriores es para el sentido corto de la losa; y para el sentido largo tendremos los coeficientes siguientes:

C, para lados discontinuos igual - 0.025

C, para lados continuos igual -0.049

C, para momento positivo igual + 0.037

Multiplicando los coeficientes anteriores por PL^2 se obtiene:

Sentido corto.

Momento para lado continuo igual - $0.078 \times 550 = -43000 \text{ kg. cm.}$

Momento lado discontinuo = - $0.039 \times 550 = - 21500 \text{ kg. cm.}$

Momento positivo = $0.059 \times 550 = + 32500 \text{ kg. cm.}$

Sentido largo.

Momento lado continuo = - $0.049 \times 550 = - 27000 \text{ kg. cm.}$

Momento lado discontinuo = - $0.025 \times 550 = - 14000 \text{ kg. cm.}$

Momento positivo = $0.037 \times 550 = + 2100 \text{ kg. cm.}$

Proyecto la losa con mayor momento que es de 43000 kg. cm.

$$d = \sqrt{\frac{43000}{10.74 \times 100}} = 6.4 \text{ cm.}$$

$$h = 8.0 \text{ cm.}$$

$$\text{Refuerzo metálico para el sentido corto} = \frac{43000}{1265 \times 6.4 \times 0.861}$$

$$As = 6.2 \text{ cm}^2, \text{ o sea varilla de } 3/8 \text{ a cada } 10 \text{ y } 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Refuerzo para el sentido largo} = \frac{27000}{1265 \times 6.4 \times 0.861} = 3.9 \text{ cm}^2$$

$$As = 3.9 \text{ cm}^2, \text{ o sea varilla de } 3/8 \text{ a cada } 15 \text{ y } 20 \text{ cm.}$$

Losa B.

$$m = 0.60$$

C, para lado continuo igual - 0.069

C, para lado discontinuo igual - 0.035

C, para momento positivo igual + 0.052

Y para el sentido largo se tiene:

C, para lado continuo igual - 0.041

C, para lado discontinuo igual - 0.021

C, para momento positivo igual + 0.031

Multiplicando los coeficientes anteriores por PL^2 se tiene:

Momento para lado continuo igual - $0.069 \times 550 = 39000 \text{ kg.cm.}$

Momento para lado discontinuo = $- 0.035 \times 550 = - 19200 \text{ kg.cm}$

Momento positivo = $0.052 \times 550 = 29100 \text{ kg. cm.}$

Para el sentido largo.

Momento lado continuo = $- 0.041 \times 550 = - 22500 \text{ kg.cm.}$

Momento lado discontinuo = $- 0.021 \times 550 = 11300 \text{ kg.cm.}$

Momento positivo = $0.031 \times 550 = 17100 \text{ kg. cm.}$

d = 6.4 cm.

Sentido corto.

$$As = \frac{39000}{1265 \times 6.4 \times 0.861} = 5.55 \text{ cm}^2$$

Varilla de 3/8 a cada 12 y 20 cm.

Sentido largo.

$$As = \frac{22500}{1265 \times 6.4 \times 0.861} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Varilla de 3/8 a cada 20 cm.

Losa C.

m \approx 0.60

C, para lado continuo = - 0.063

C, para momento positivo = 0.047

Multiplicando los coeficientes anteriores por PL^2 se tiene:

Sentido corto:

Momento para lado continuo = $- 0.063 \times 550 = - 34700 \text{ kg.cm}$

$$\text{Momento positivo} = 0.047 \times 550 = 550 = 26000 \text{ kg cm}$$

$$As = \frac{34700}{1265 \times 6.4 \times 0.861} = 5.00 \text{ cm}^2$$

Varilla de 3/8 a cada 14 y 20 cm

$$As \text{ positivo} = \frac{26000}{1265 \times 6.4 \times 0.861} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Varilla de 3/8 a cada 20 cm

Sentido largo.

$$C, \text{ para lado continuo} = - 0.033$$

$$C, \text{ para momento positivo} = 0.025$$

$$\text{Momento para lado continuo} = 0.033 \times 550 = - 17200 \text{ Kg.cm.}$$

$$\text{Momento positivo} = 0.025 \times 550 = 13800 \text{ kg. cm.}$$

$$As = \frac{17200}{1265 \times 6.4 \times 0.861} = 2.47 \text{ cm}^2$$

Varilla de 3/8 a cada 30 cm., pero por especificaciones se colocará a 3d o sea a 20 cm.

Cálculo de la trabe secundaria.

Carga debido a la losa:

$$7.125 \times 600 = 4275 \text{ kg.}$$

Peso de trabe, suponiendo b = 15 cm. d = 25 cm., el peso es 400 Kg.

$$\text{Peso total} = 4675 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{4675 \times 5}{8} = 290000 \text{ kg. cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{290000}{10.74 \times 15}} = 42 \text{ cm.}$$

$$h = 45 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{290000}{1265 \times 42 \times 0.861} = 6.35 \text{ cm}^2$$

2 varillas de 3/4 dobladas en cumplo y dos varillas de 3/8 para armar.

Estudi del marco para nivel 5.

Marco I. (5)

Peso debido a la losa:

$$5.00 \times 1.52 \times 600 = 4560 \text{ Kg.}$$

Peso debido al muro:

$$2.60 \times 5.00 \times 150 = 1950 \text{ kg.}$$

Peso supuesto de la trabe:

$$0.20 \times 050 \times 5.00 \times 2400 = 1200 \text{ Kg.}$$

Peso total:

$$4560 + 1950 + 1200 = 7710 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{7710 \times 5.00}{12} = 3200 \text{ kg. m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{320000}{16.74 \times 20}} = 40 \text{ cm.}$$

Momentos de inercia:

$$I \text{ viga} = 208,300 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ columna} = 125,000 \text{ cm}^4$$

Siendo columna cuadrada de 35 x 35 cm.

Rigidéz:

$$\text{Viga} = \frac{208300}{500} = 418$$

$$\text{Columna} = \frac{125000}{300} = 416$$

Factores de distribución; en los nudos **extremos**:

$$\text{Viga} = \frac{418}{418 + 418 + 416} = 0.33$$

$$\text{Cólumna} = 0.33$$

Factores de distribución para los nudos interiores:

$$\text{Viga} = \frac{418}{418 + 418 + 416 + 416} = 0.25$$

$$\text{Columna} = \frac{416}{418 + 418 + 416 + 416} = 0.25$$

Dividiendo el estudio del marco en dos partes, una en que el marco está bajo la acción de la carga muerta y la segunda bajo la acción de la carga viva, en esta última se ensaya con la carga alternandola en los diferentes claros, obteniendo así la condición más desfavorable.

Análisis del Marco I (5) con carga muerta.

Peso debido a la losa = 1650 kg.

Peso debido al máro = 1950 kg.

Peso propio de la viga = kg.

Peso total = 4800 kg.

$$M = \frac{4800 \times 5}{12} = 2000 \text{ kg.m.}$$

Comase explíco que el momento obtánido es únicamente debido - a las cargas muertas que obran sobre el marco.

| | | | | | |
|-------|--|-------|--|-------|---|
| | $\begin{array}{r} -2254 \\ \hline 3 \\ - 7 \\ \hline 0 \\ 0 \\ 83 \\ - 333 \\ \hline 0 \\ -2000 \end{array}$ | 0.25 | $\begin{array}{r} -1969 \\ \hline 0 \\ 0 \\ - 10 \\ \hline 41 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{array}$ | 0.25 | $\begin{array}{r} -2004 \\ \hline 1 \\ - 5 \\ \hline 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{array}$ |
| 0.33 | -2000 | 0.25 | -2000 | 0.25 | -2000 |
| -2000 | 0.25 | -2000 | 0.25 | -2000 | 0.25 |
| 666 | | 0 | | 0 | |
| 0 | | 0 | | 0 | |
| 0 | | - 83 | | 0 | |
| - 41 | | 0 | | 0 | |
| 13 | | 0 | | 10 | |
| 0 | | 5 | | 0 | |
| 0 | | - 3 | | 0 | |
| -1362 | | -2081 | | -1990 | |

Analizemos ahora el mismo marco I 95) con carga viva a lo largo de todos los claros.

$$M = \frac{2910 \times 5}{12} = 1220 \text{ kg. m.}$$

Los factores de distribución son los mismos que he considerado para el estudio de la carga muerta.

| | | | | | |
|--------|-------|--------|-------|--------|-------|
| | -1374 | | -1201 | | -1222 |
| | 2 | | 0 | | 1 |
| | - 4 | | 0 | | - 3 |
| | 0 | | - 6 | | 0 |
| | 0 | | 25 | | 0 |
| | 50 | | 0 | | 0 |
| | - 202 | | 0 | | 0 |
| | 0 | | 0 | | 0 |
| 0.33 | -1220 | 0.25 | -1220 | 0.25 | -1220 |
| - 1220 | 0.25 | - 1220 | 0.25 | - 1220 | 0.25 |
| 405 | | 0 | | 0 | |
| 0 | | 0 | | 0 | |
| 0 | | - 50 | | 0 | |
| - 25 | | 0 | | 0 | |
| 8 | | 0 | | 6 | |
| 0 | | 3 | | 0 | |
| 0 | | - 2 | | 0 | |
| 332 | | - 1269 | | 1214 | |

Para la obtención del caso más desfavorable del marco en estudio, sumo los resultados obtenidos con la carga muerta y lo obtenidos con la carga viva alternada en diferente -- posición de la carga. Comparando los resultados obtenidos en las dos tablas, vemos que la diferencia obtenida es muy pequeña y no excede de un 4 % del momento cantidad que se puede despreñar y para los marcos subsecuentes haré el estudio para los marcos con carga viva y carga muerta en conjunto.

| | | | | | | | | | | | |
|--------------|-------|--------------|------|--------------|-------|--------------|------|--------------|-------|-------------|------|
| <u>- 735</u> | | <u>- 227</u> | | <u>-1020</u> | | <u>- 433</u> | | <u>-1023</u> | | <u>-114</u> | |
| 16 | | 8 | | 9 | | 11 | | 5 | | 6 | |
| - 26 | | - 6 | | - 38 | | - 38 | | 0 | | 19 | |
| - 12 | | - 76 | | 76 | | 0 | | 38 | | 51 | |
| <u>202</u> | | <u>152</u> | | <u>152</u> | | <u>152</u> | | <u>152</u> | | <u>152</u> | |
| 305 | | 305 | | 305 | | 305 | | 305 | | 0 | |
| 0.33 | -1220 | 0.25 | 0 | 0.25 | -1220 | 0.25 | 0 | 0.25 | -1220 | 0.25 | 0 |
| - 1220 | 0.25 | 0 | 0.25 | -1220 | 0.25 | 0 | 0.25 | 1220 | 0.25 | 0 | 0.33 |
| 405 | | 305 | | 305 | | 305 | | 305 | | 305 | |
| - 152 | | - 152 | | - 152 | | - 152 | | - 152 | | 0 | |
| 51 | | 12 | | 76 | | 76 | | 0 | | 38 | |
| 6 | | 38 | | - 38 | | 0 | | - 19 | | - 25 | |
| 2 | | - 16 | | - 8 | | - 9 | | 14 | | 6 | |
| <u>- 918</u> | | <u>- 119</u> | | <u>-1037</u> | | <u>238</u> | | <u>-1072</u> | | <u>319</u> | |

| | | | | | | | | | | |
|--------------|-------|--------------|---|-------------|-------|--------------|---|--------------|-------|------------|
| <u>-1415</u> | | <u>-874</u> | | <u>-177</u> | | <u>-1386</u> | | <u>- 909</u> | | <u>101</u> |
| 5 | | 3 | | 5 | | 5 | | 6 | | 0 |
| 0 | | 6 | | 19 | | - 19 | | 0 | | 0 |
| 12 | | 38 | | - 38 | | 0 | | 0 | | 51 |
| - 202 | | 0 | | -152 | | - 152 | | 0 | | 152 |
| 0 | | 305 | | -305 | | 0 | | 305 | | 0 |
| -1220 | | -1220 | | 0 | | -1220 | | -1220 | | 0 |
| -1220 | -1220 | 0 | 0 | -1220 | -1220 | 0 | 0 | -1220 | -1220 | 0 |
| 405 | | 0 | | 305 | | 305 | | 0 | | 305 |
| 0 | | - 152 | | - 152 | | - 152 | | 0 | | 0 |
| 0 | | 12 | | 38 | | 38 | | 0 | | 0 |
| - 6 | | - 19 | | 19 | | 0 | | 0 | | 25 |
| 2 | | 5 | | 3 | | 5 | | - 5 | | 6 |
| <u>818</u> | | <u>-1398</u> | | <u>-175</u> | | <u>-872</u> | | <u>-1377</u> | | <u>286</u> |

Comparando los resultados obtenidos en el estudio del marco anterior, obtengo los siguientes resultados:

Carga viva y carga muerta a lo largo de todos los claros.

| E. | E ₁ | E ₂ | E ₃ |
|--|---|---|---|
| | $\begin{array}{r} -3628 \\ -1374 \\ \hline -2254 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3170 \\ -1201 \\ \hline -1969 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3226 \\ -1222 \\ \hline -2004 \end{array}$ |
| $\begin{array}{r} -1362 \\ -832 \\ \hline -2194 \end{array}$ | $\begin{array}{r} 2081 \\ 1269 \\ \hline -3350 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -1990 \\ 1214 \\ \hline -3204 \end{array}$ | |

Carga muerta y carga viva alternada:

| E. | E ₁ | E ₂ | E ₃ |
|--|---|---|---|
| | $\begin{array}{r} -3669 \\ -1415 \\ \hline -2254 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3170 \\ -1204 \\ \hline -1969 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3226 \\ -1222 \\ \hline -2004 \end{array}$ |
| $\begin{array}{r} -1362 \\ -918 \\ \hline -2280 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -2081 \\ -1398 \\ \hline -3479 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -1990 \\ -1214 \\ \hline -3204 \end{array}$ | |

Sumando el mayor momento obtenido debido a las cargas verticales con los momentos producidos debido a los efectos del sismo, se obtiene el cuadro siguiente:

| E. | E ₁ | E ₂ | E ₃ | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $\begin{array}{r} -2194 \\ 1100 \\ \hline -1094 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3628 \\ -1290 \\ \hline -4918 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3350 \\ 1290 \\ \hline -2060 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3170 \\ -1290 \\ \hline -4460 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3204 \\ 1290 \\ \hline -1914 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3226 \\ -1290 \\ \hline -4516 \end{array}$ |
| $\begin{array}{r} -2194 \\ -1100 \\ \hline -3294 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3628 \\ 1290 \\ \hline -2338 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3350 \\ -1290 \\ \hline -4640 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3170 \\ 1290 \\ \hline -1880 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3204 \\ -1290 \\ \hline -4491 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -3226 \\ -1290 \\ \hline -4516 \end{array}$ |

Carga vertical que llega a la columna extrema.

$$3.05 \times 2.50 (500 + 1200) = 13000 \text{ kg.}$$

$$5.50 \times 3 \times 400 = 6,600 \text{ kg.}$$

$$0.25 \times 0.25 \times 3.00 \times 2,400 = 450 \text{ kg.}$$

$$0.35 \times 0.35 \times 6.00 \times 2,400 = 1760 \text{ kg.}$$

$$P_{\text{total}} = 13000 + 6,600 + 450 + 1760 = 21,800 \text{ kgs} = 22 \text{ tons.}$$

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 22 = - 33$$

$$M_s = 330000 \text{ kg. cm.}$$

Para la columna:

$$330000 \times 0.33 = 110000 \text{ kg. cm.}$$

Para la viga:

$$330000 \times 0.33 = 110000 \text{ kg. cm.}$$

Para las columnas centrales:

$$5 \times 3.05 (500 + 1200) = 26000 \text{ kg.}$$

$$26000 + 6600 + 450 + 1766 = 34810 = 35 \text{ tns.}$$

$$M_s = 1/20 \times 35 \times 300 = 515000 \text{ kg x cm.}$$

Para la columna = $515000 \times 0.25 = 129000 \text{ kg x cm.}$

Para la viga = $515000 \times 0.25 = 129000 \text{ kg x cm.}$

Cálculo de la viga $E_0 - E_1 = E_5 - E_6$

$$M_s = 1094 \text{ kg. m.}$$

$$M_s = 4918 \text{ kg. m.}$$

$$M_1 - M_0 = 4918 - 1094 = 3824 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 3824 : 5 = 715 \text{ kg.}$$

$$V_0 = 3855 - 715 = 3140 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 3855 + 715 = 4570 \text{ kg.}$$

$$w = 1640 \text{ kg. m.}$$

$$x = \frac{3140}{1640} \pm \sqrt{(1.9)^2 - 2 \frac{1094}{1640}}$$

$$x = 1.91 \pm 1.52$$

$$x_1 = 0.39 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.43 \text{ m.}$$

$$M (\uparrow) \text{ a los } 1.91 = \frac{(1.52 \times 2)^2}{8} \times 1640 = 1900 \text{ kg. x m}$$

$$\underline{\text{Viga } E_1 - E_2 = E_4 - E_5}$$

$$M_1^1 = 4640 \text{ kg. m.}$$

$$M_2 = 1800 \text{ kg. m.}$$

$$M_1 - M_2 = 2760 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 2760 : 5 = 552 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 3855 - 552 = 3303 \text{ kg.}$$

$$V_1^1 = 3855 \mp 552 = 4407 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{3303}{1640} \pm \sqrt{(2.01)^2 - 2 \frac{1880}{1640}}$$

$$x = 2.01 \pm 1.35$$

$$x_1 = 0.66 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.36 \text{ a partir del apoyo } E_2$$

Momento positivo en el punto 2.01 a partir del apoyo E_2 :

$$M = \text{a los } 2.01 = \frac{(1.35 \times 2)^2}{8} \times 1640 = 1500 \text{ kg x m.}$$

$$\underline{\text{Viga } E_2 - E_3 = E_3 - E_4}$$

$$M_2^2 = 1914 \text{ kg/m}$$

$$M_3 = 5516 \text{ kg. m.}$$

$$M_3 - M_2^2 = 2602 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 2602 : 5 = 521 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 3855 - 521 = 3334 \text{ kg.}$$

$$V_3 = 3855 + 521 = 4376$$

$$x = \frac{3334}{1640} \pm \sqrt{(2.03)^2 - 2 \frac{1914}{1640}}$$

$$x = 2.03 \pm 1.35$$

$$x_1 = 0.68 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.38 \text{ m.}$$

Momento positivo en el punto 2.03 m. a partir del apoyo E₂

$$M = \frac{(1.35 \times 2)^2}{8} \times 1640 = 1520 \text{ kg x m.}$$

Cálculo de la sección.

El proyecto de las dimensiones de la sección de viga para el marco en estudio se hará por el momento flexionante máximo que se ha presentado a lo largo del marco y se rectificará por la fuerza cortante máxima, así como por el esfuerzo de adherencia.

$$d = \sqrt{\frac{491800}{1074 \times 25}} = 42.5 \text{ cm.}$$

$$h = 45 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{4570}{8.4 \times 25 \times 0.861} = 25.2 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{4570}{0.861 \times 25 \times 42.5} = 5.0 \text{ kg. cm}^2$$

$$v' = 5.0 - 4.2 = 0.8 \text{ kg. cm}^2$$

Estribos de 10 y cada 20 cm. para el resto de la viga.

| | E ₀ | E ₁ | E ₂ | E ₃ | | |
|-------------|---|----------------|----------------|----------------|------|------|
| Mom. (↓) | 1900 | | 1500 | | 1520 | |
| Max. (-) | 3294 | 4918 | 4640 | 4160 | 4194 | 4516 |
| Sec ción | b | 25 | | 25 | 25 | |
| | d | 42.5 | | 42.5 | 42.5 | |
| | h | 45 | | 45 | 45 | |
| As. Cm | $\frac{1}{2}$ | 4.15 | | 3.26 | 3.28 | |
| | (-) | 7.15 | 10.6 | 10.3 | 9.75 | 9.75 |
| φ | | | | | | |
| □ | Estrizos de 1/4 a cada 10.30 y el resto de viga | | | | | |

Marco II. (5)

Peso debido a la losa

$$5 \times 3.05 \times 600 = 9120 \text{ kg.}$$

Peso debido al muro

$$(3.00 - 0.40) \times 5 \times 150 = 1950 \text{ kg.}$$

Peso propio de la viga supuesta.

$$0.20 \times 0.50 \times 2400 \times 5 = 1200 \text{ kg.}$$

Peso total = 12270 kg.

$$M = \frac{12270 \times 5}{12} = 5050 \text{ kg. m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{505000}{10.74 \times 20}} = 4.8 \text{ cm.}$$

El peralte obtenido por el momento de empotramiento es de:
48 cm., pero como se aumenta la sección debido al momento -
que produce el sismo hacemos nuestra pieza de 25 x 50 cm.

Columna de 35 x 35 cm.

I viga = 260400 cm⁴

I columna = 125000 cm⁴

Rigidéz:

Viga = 260000 : 500 = 522

Columna = 125000 : 300 = 416

Factores de distribución para los muros extremos.

Viga = $\frac{522}{522 + 416 + 416} = 0.385$

Columna = 0.307

Los factores de distribución para los muros internos:

Viga = $\frac{522}{522 + 416 + 522 + 416} = 0.265$

Columna = 0.235

Como ya dije anteriormente el estudio del marco se hará con
la carga muerta y la carga viva en conjunto, en vista de que
no hubo gran diferencia al estudiarlo con las cargas por se
parado.

| | | | | | |
|---|------------------------------|---|------------------------------|--|------------------------------|
| <u>-5787</u> 11 <u>- 25</u> 0 0 <u>262</u> <u>- 985</u> 0 -5050 | <u>0.385</u> <u>0.265</u> | <u>-4954</u> 0 0 <u>- 35</u> 131 0 0 0 0 -5050 | <u>0.265</u> <u>0.265</u> | <u>-5062</u> 5 <u>- 17</u> 0 0 0 0 0 -5050 | <u>0.265</u> <u>0.265</u> |
| <u>-5050</u> <u>1970</u> 0 0 50 <u>- 131</u> 0 0 <u>-3161</u> | <u>0.265</u> | -5050 0 0 0 0 35 0 0 <u>-5015</u> | <u>0.265</u> | -5050 0 0 0 0 0 0 <u>-5306</u> | <u>0.265</u> |

Carga vertical sobre la columna extrema:

$$6.10 \times 2.50 (500 - 1200) = 26200 \text{ kg.}$$

Peso trabes = 10320 kg.

Peso columna = 2210 kg.

Peso total = 3900 kg.

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 39000 = 385000 \text{ kg x cm.}$$

La columna absorbe:

$$585000 \times 0.307 = 180000 \text{ kg. cm.}$$

La viga absorbe:

$$584000 \times 0.385 = 225000 \text{ kg. cm.}$$

Carga vertical sobre las columnas centrales:

$$26200 \times 2 = 52400 \text{ kg.}$$

Peso trabes = 13320 kg.

Peso total = 38000 kg.

Ms # $1/20 \times 300 \times 68000 = 1020000 \text{ kg. cm.}$

La columna absorbe $1020.000 \times 0.235 = 240.000 \text{ kg. cm.}$

la viga absorbe $1020.000 \times 0.265 = 270.000 \text{ kg. cm.}$

| D_0 | D_1 | D_2 | D_3 | | |
|--------------|--------------|-------------|--------------|--------------|--------------|
| -3161 | -5787 | -5306 | -4954 | -5015 | -5062 |
| <u>2250</u> | <u>-2700</u> | <u>2700</u> | <u>-2700</u> | <u>2700</u> | <u>-2700</u> |
| - 911 | -8487 | 2606 | -2654 | -2315 | -7762 |
| A | 7576 | 5752 | 5147 | | |
| -4161 | -5787 | -5306 | -4954 | -5015 | -5062 |
| <u>-2250</u> | <u>-2700</u> | <u>2700</u> | <u>2700</u> | <u>-2700</u> | <u>2700</u> |
| -5411 | -3087 | -8006 | -2254 | -7715 | -2362 |

Cálculo de la viga $D_0 - D_1 = D_5 - D_6$

$M_0 = 911 \text{ kg. m.}$

$M_1 = 8487 \text{ kg. m.}$

$M_1 = M_0 = 7576 \text{ kg. m.}$

$Cr. = 7576 : 5 = 1515 \text{ kg.}$

$w = 2450 \text{ kg/m.}$

$V_0 = 6135 - 1515 = 4620 \text{ kg.}$

$V_1 = 6135 - 1515 = 7650 \text{ kg.}$

$x = \frac{4620}{2450} \pm \sqrt{(1.89)^2 - 2 \frac{911}{2450}}$

$x = 1.89 \pm 169$

$x_1 = 0.20 \text{ m.}$

$x_2 = 3.58 \text{ m.}$

Momento positivo máximo en el punto 1.89 m. a partir de D_0

es :

$M = \frac{(169 \times 2)^2}{8} \times 2450 = 2540 \text{ kg.m.}$

$D_1 - D_2 = D_4 - D_5$

$$M_1 = 8006 \text{ kg m.}$$

$$M_2 = 2254 \text{ kg m.}$$

$$M_1 = M_2 = 5752 \text{ kg. m.}$$

$$Cr = 5752 : 5 = 1150 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 6135 + 11.50 = 7285$$

$$V_2 = 6135 - 11.50 = 4985 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{4985}{2450} \pm \sqrt{(2.03)^2 - 2 \times \frac{2254}{2450}}$$

$$x = 2.03 \pm 1.52$$

$$x_1 = 0.51 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.55 \text{ m.}$$

Momento positivo en el punto 2.03 m. a partir de D₂ es:

$$M = \frac{(1.52 \times 2)^2 \times 2450}{8} = 2830 \text{ kg/m}$$

$$\underline{\text{Viga} = D_2 - D_3 = D_3 - D_4}$$

$$M_2 = 2315 \text{ kg m.}$$

$$M_3 = 7752 \text{ kg. m.}$$

$$M_3 - M_1 = 5447 \text{ kg. m.}$$

$$Cr = 5447 : 5 = 1089 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 6135 + 1089 = 5046 \text{ kg.}$$

$$V_3 = 6135 + 1089 = 7224 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{5046}{2450} \pm \sqrt{(2.06)^2 - 2 \times \frac{2315}{2450}}$$

$$x = 2.06 \pm 1.55$$

$$x_1 = 0.51 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.61 \text{ m.}$$

$$M = \frac{(1.55 \times 2)^2}{8} \times 2450 = 2940 \text{ kg m.}$$

Cálculo de la sección.

Por fuerza cortante :

$$d = \frac{7650}{8.4 \times 0.861 \times 30} = 35.2 \text{ cm.}$$

Por momento flexionante :

$$d = \sqrt{\frac{848.700}{1074 \times 30}} = 52 \text{ cm.}$$

$$h = 55 \text{ cm.}$$

Cálculos de los estribos:

$$v = \frac{7650}{0.861 \times 30 \times 52} = 5.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$v' = 5.7 - 4.2 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

Bastaría con las barras dobladas para absorber ese esfuerzo, se colocarán estribos de 1/4 " en dos ramas a cada 25 cm.

| | D ₀ | D ₁ | D ₂ | D ₃ |
|------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Mom. (+) | 3580 | 2830 | 2940 | |
| Max. (-) | -5411 | -8487 | -8006 | -7654 |
| b | 30 | 30 | 30 | |
| Sec. d | 52 | 52 | 52 | |
| h | 55 | 55 | 55 | |
| As cm ² (+) | 6.3 | 5.1 | 5.3 | |
| (-) | 9.8 | 15.3 | 15.3 | 13.8 |
| | | | 13.8 | 13.9 |

Momento positivo en el punto 2.06 a partir de D₂ es:

Estribos de 1/4" a cada 25 cm.

MARCO III. (5)

Peso debido a la losa:

$$6.10 \times 2.50 \times 600 = 9150 \text{ kg.}$$

Peso debido al muro:

$$6.10 \times (3.00 - 0.40) \times 150 = 2380 \text{ kg.}$$

Peso propio viga:

$$0.20 \times 0.50 \times 2400 \times 6.10 = 1460 \text{ kg.}$$

Peso total = 9150 + 2380 + 1460 = 12,990 kg.

$$M = \frac{12,990 \times 6.10}{12} = 6,600 \text{ kg. m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{6600}{10.74 \times 25}} = 49.50 \text{ cm.}$$

$$h = 60 \text{ cm.}$$

$$d = 26 \text{ cm.}$$

$$\text{Columna} = 35 \times 35$$

$$I \text{ viga} = 1/12 \times 25 \times 60^3 = 450000 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ columna} = (35/12)^4 = 125,000 \text{ cm}^4$$

Rigidéz

$$\text{Viga } \frac{I}{L} = \frac{450,000}{6.10} = 740$$

$$\text{Columna} = \frac{125000}{300} = 416$$

Factor de distribución.

En los extremos:

$$\text{Viga} = \frac{740}{740 + 416 + 416} = \frac{740}{1572} = 0.47$$

$$\text{Columna} = \frac{416}{740 + 416 + 416} = \frac{416}{1572} = 0.265$$

En los interiores :

$$\text{Viga} = \frac{710}{780 + 750 + 416 + 416} = 0.32$$

$$\text{Columna} = 0.13$$

Analizemos el marco con carga viva y muerta; ya se explico anteriormente la razón.

| | | | |
|--------|--------|--------|-------|
| | -7782 | | -6432 |
| | 31 | | 0 |
| | - 58 | | 0 |
| | 0 | | - 80 |
| | 0 | | 248 |
| | 495 | | 0 |
| | -1550 | | 0 |
| | 0 | | 0 |
| | -6600 | 0.32 | -6600 |
| 0.47 | -6600 | 0.32 | -6600 |
| - 6600 | 3100 | - 6600 | 0 |
| 0 | 0 | 0 | 0 |
| - 248 | - 495 | - 495 | 0 |
| 116 | 0 | 0 | 0 |
| 0 | 40 | - 31 | 0 |
| 0 | - 31 | - 7036 | 0 |
| 3632 | - 7036 | | |

Carga vertical en las columnas extremas, en cada una :

Losas = 13,000 kg.

Trabes = 6,600 kg.

columnas = 2,210 kg.

Peso total = 22 toneladas

Ms = $1/20 \times 300 \times 22 = 330,000 \text{ kg.cm.}$

Para la columna :

$$330,000 \times 0.265 = 87,500 \text{ kg.cm.}$$

Para la viga:

$$330,000 \times 0.47 = 155,000 \text{ kg cm.}$$

Carga vertical en las columnas centrales :

$$\text{Losas} = 26,000 \text{ kg.}$$

$$\text{Trabes} = 10,320 \text{ kg.}$$

$$\text{Columna} = 2.210 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso total } 38,530 \text{ kg.} = 39 \text{ toneladas.}$$

$$M_3 = 1/20 \quad 300 \times 39 = 585,000 \text{ kg cm.}$$

Para la columna :

$$585,000 \times 0.18 = 105,000 \text{ kg cm.}$$

Para la viga :

$$585,000 \times 0.32 = 187,000 \text{ kg.cm.}$$

| A _o | B _o | C _o |
|---|---|--|
| $\begin{array}{r} -3632 \\ 1550 \\ \hline -2082 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -7782 \\ -1870 \\ \hline -9652 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -7086 \\ 1870 \\ \hline -5216 \end{array}$ |
| 7570 | 4394 | $\begin{array}{r} -6132 \\ 1870 \\ \hline -4262 \end{array}$ |
| $\begin{array}{r} -3632 \\ -1550 \\ \hline -5182 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -7782 \\ 1870 \\ \hline -5912 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -7086 \\ 1870 \\ \hline -5216 \end{array}$ |

Cálculo de la viga $A_o - B_o = D_o - E_o$

$$M_a = 2082 \text{ kg m.}$$

$$M_b = 9652 \text{ kg m.}$$

$$M_b - M_a = 7570 \text{ kg m.}$$

$$C_r = 7570 : 6.1 = 1240 \text{ kg.}$$

$$V = 6495 \text{ kg.}$$

$$w = 2140 \text{ kg/m}$$

$$V_a = 6495 - 1240 = 5255 \text{ kg.}$$

$$V_b = 6495 + 1240 = 7735 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{5255}{2140} \pm \sqrt{(2.46)^2 - 2 \frac{2082}{2140}}$$

$$x = 2.46 \pm 2.04$$

$$x_1 = 0.42 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.50 \text{ m.}$$

$$\text{Momento máximo positivo a } 2.46 = \frac{(2 \times 2.04)^2}{8} \times 2140 = 4500 \text{ kg/m}$$

Viga B₀ - C₀ = C₀ - D₀

$$M_b^i = 8956 \text{ kg. m.}$$

$$M_c = 5460 \text{ kg. m.}$$

$$M_b^i - M_c = 4394 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 4394 : 6.1 = 720 \text{ kg.}$$

$$V_b^i = 6495 + 720 = 7215 \text{ kg.}$$

$$V_c = 6495 - 720 = 5775 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{5775}{2140} \pm \sqrt{(2.70)^2 - 2 \frac{4562}{2140}}$$

$$x = 2.70 \pm 1.42$$

$$x_1 = 1.28 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.12 \text{ m.}$$

$$\text{Momento máximo positivo a } 2.70 = \frac{(1.42 \times 2)^2}{8} \times 2140 = 2250 \text{ kg.m}$$

Cálculo de la Sección.

Por fuerza cortante máxima.

$$d = \frac{7735}{8.4 \times 0.861 \times 30} = 35.6 \text{ cm.}$$

Por momento flexionante máximo:

$$d = \sqrt{\frac{965200}{10.74 \times 30}} = 54.4 \text{ cm.}$$


$h = 57.5 \text{ cm.}$

$v = \frac{2735}{30 \times 1.01 \times 57.5} = 9.5 \text{ kg/cm}^2$

$v' = 4.2 - 9.5 = 1.3 \text{ kg/cm}^2$

Este esfuerzo lo toman las barras dobladas.

Se colocarán únicamente los anillos para armar a cada 28 cm.

| | A _o | B _o | C _o |
|---|--|----------------|--------------------|
| Mom. (+) | 1500 | | 2250 |
| Max. (-) | 5132 | 9652 | 8956 |
| | | | 8302 |
| b | 30. | | 30 |
| d | 54.5 | | 54.5 |
| h | 57.5 | | 57.5 |
| As cm ² (+) | 7.5 | | 3.77 |
| (-) | 8.7 | 16.1 | 16.1 |
| | | | 13.9 |
| φ | 1φ 1/2" 2φ 1/2" | | 2φ 3/4" 1φ 1/2" |
| | 2φ 3/4" | | 1φ 3/4" |
| | 2φ 1/2" | | 2φ 1/2" |
|  | Estribos de 1/4 on dos ramas 10, 20 y 30 cm. | | |

MARCO IV (5)

Peso debido a la losa

$\frac{1.10 \times 6.10}{2} \times 2.50 \times 2 \times 600 = 10,800 \text{ kg.}$

Peso del muro 2580 kg.

Peso propio de la trabe: 1500 kg.

Peso total = 10,800 + 2380 + 1500 = 14,680 kg.

H = 60 cm.

b = 25 cm.

Columna de 35 x 35 cm.

En vista de que las secciones tanto de la viga como de la columna son iguales que para el marco III aprovecho los mismos resultados de los factores de distribución:

$$M = \frac{14680 \times 6.10}{12} = 7.500 \text{ kg. m.}$$

| | | | |
|-------|-------|-------|-------|
| | -8736 | | -7308 |
| | 35 | | 0 |
| | - 66 | | 0 |
| | 0 | | - 90 |
| | 0 | | 382 |
| | 565 | | 0 |
| | -1770 | | 0 |
| | 0 | | 0 |
| | -7500 | | -7500 |
| A. | 0.47 | 0.32 | G. |
| | 0.32 | | 0.32 |
| -7500 | | -7500 | |
| 3540 | | 0 | |
| 0 | | 0 | |
| 0 | | - 565 | |
| - 282 | | 0 | |
| 132 | | 0 | |
| 0 | | 45 | |
| 0 | | 35 | |
| 4110 | | -8055 | |

Carga sobre la columna extrema:

$$6.1 \times 2.5 (500 \quad 1200) = 26000 \text{ kg.}$$

Trabes = 10320 kg.

Columna = 2210 kg.

Peso total = 38530 = 39 toneladas.

$$M_s = 1/20 \quad 300 \times 39 = 585,000 \text{ kg.cm.}$$

La columna absorbe:

$$585,000 \times 0.265 = 155,000 \text{ kg cm.}$$

La viga absorbe :

$$585,000 \times 0.47 = 282,000 \text{ kg cm.}$$

Carga sobre las columnas verticales:

$$\text{Losas} = 52,000 \text{ kg.}$$

$$\text{Trabe} = 13,320 \text{ kg.}$$

$$\text{Columna} = 2.210 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso total} = 67,530 \text{ kg} = 68 \text{ toneladas.}$$

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 68 = 1,020,000 \text{ kg cm.}$$

La columna absorbe:

$$1,020,000 \times 0.18 = 184,000 \text{ kg cm.}$$

La viga absorbe:

$$1,020,000 \times 0.32 = 327,000 \text{ kg cm.}$$

| A ₁ | B ₁ | | | C ₁ |
|----------------|----------------|---------------|------|----------------|
| -4110 | -8736 | -8055 | | - 7308 |
| 2860 | -3270 | 3270 | | - 3270 |
| <u>-1250</u> | <u>-12006</u> | <u>-4785</u> | | <u>-10578</u> |
| 10756 | | | | |
| -4110 | -8736 | - 8055 | 7287 | -7308 |
| -2860 | 3270 | - 3270 | | 3270 |
| <u>-6970</u> | <u>-5466</u> | <u>-11325</u> | | <u>-4038</u> |

Cálculo de la viga $A_1 - B_1 = D_1 - E_1$

$$M_a = 1250 \text{ kg m.}$$

$$M_b = 12006 \text{ kg m.}$$

$$M_b - M_a = 12006 - 1250 = 10756 \text{ kg m.}$$

$$C_r = 10756 : 6.1 = 1760 \text{ kg.}$$

$$V = 0495 \text{ kg.}$$

$$w = 2140 \text{ kg. m.}$$

$$V_a = 6495 - 1760 = 4735 \text{ kg.}$$

$$V_b = 6495 + 1760 = 8255 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{4735}{2140} \pm \sqrt{(2.21)^2 - 2 \times \frac{1250}{2140}}$$

$$x = 2.21 \pm 1.93$$

$$x_a = 0.28 \text{ m.}$$

$$x_b = 4.14 \text{ m.}$$

$$\text{Momento positivo máx. en } 2.21 = \frac{1.93 \times 2^2 \times 2140}{8} = 4040 \text{ kg.m.}$$

Cálculo de la viga B₁-C₁= C₁-D₁

$$M_b^i = 11325 \text{ kg. m.}$$

$$M_c = 4038 \text{ kg. m.}$$

$$M_b^i = M_c = 7287 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 7287 : 6.1 = 1190 \text{ kg.}$$

$$V_2^i = 6495 + 1190 = 7685 \text{ kg.}$$

$$V_c = 6495 - 1190 = 5305 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{5305}{2140} \pm \sqrt{(2.47)^2 - 2 \times \frac{4038}{2140}}$$

$$x = 2.47 \pm 1.56$$

$$x_b^i 4.03 \text{ m. a partir del apoyo } C_f.$$

$$x_c = 0.91 \text{ m.}$$

$$\text{Momento máximo positivo en } 2.47 = \frac{(1.56 \times 2)^2 \times 2140}{8} = 2600 \text{ kg.m}$$

Cálculo de la sección de la viga.

Por fuerza cortante máxima.

$$d = \frac{8255}{8.4 \times 0.861 \times 30} = 38 \text{ cm.}$$

Por el momento flexionante máximo :

$$d = \frac{1200600}{10.74 \times 30} = 61 \text{ cm.}$$

$$h = 64 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{8255}{30 \times 361 \times 61} = 5.2 \text{ kg/m}^2$$

$$v' = 5.2 - 4.2 = 1.00 \text{ kg/cm}^2$$

Las barras dobladas absorben el esfuerzo de tensión desigual.

Se colocarán estribos de dos ramas para armar c. a c 30 cm.

| | A ₁ | B ₁ | C ₁ |
|--|----------------|----------------|----------------|
| Mom. (+) | 4030 | | 2600 |
| (-) | 6970 | 12006 | 11326 |
| b | 30 | | 30 |
| Sec. d | 61 | | 61 |
| h | 64 | | 64 |
| As. cm ² (±) | 6.0 | | 3.9 |
| (-) | 10.1 | 18.0 | 18.0 |
| φ | | | |
| Estribos de 1/4 a cada 10, 20 y 32 cm. | | | |

Planta tipo (B).

A esta planta corresponden los niveles 3 y 4 como vemos en el corte esquemático, en el plano.

El cálculo de losas, se suprime en este estudio ya que son --

iguales a la planta anterior, y se repetirán sucesivamente.

Procedemos al cálculo de los Marcos.

MARCO I (3).

Peso total aproximado = 8000 kg.

Cálculo de la sección aproximada :

$$M = \frac{8000 \times 5}{12} = 3330 \text{ kg m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{330000}{10.74 \times 25}} = 34.5 \text{ cm.}$$

Viga de :

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$h = 50 \text{ cm.}$$

Columna 45 x 45 cm.

Momentos de inercia.

$$I \text{ viga} = 260400 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ columna} = 341700 \text{ cm}^4$$

Rigidéz :

$$\text{Viga} = \frac{I}{L} = \frac{260400}{500} = 521.$$

$$\text{Columna} = \frac{34170}{300} = 1139.$$

Factores de distribución en los nudos externos.

$$\text{Viga} = \frac{521}{1139 + 521 + 1139} = 0.18$$

$$\text{Columna} = \frac{1139}{1139 + 521 + 1139} = 0.14$$

Factores de distribución en los interiores.

$$\text{Viga} = \frac{521}{1139 + 521 + 1139 + 521} = 0.16$$

$$\text{Columna} = \frac{1139}{1139 + 521 + 1139 + 521} = 0.34$$

| | | | | |
|---------|------|---------|------|---------|
| -3583.5 | | -3310 | | -3331.5 |
| 0.5 | | 0 | | 0.5 |
| 2 | | 0 | | 2 |
| 0 | | 4 | | 0 |
| 0 | | 24 | | 0 |
| 48 | | 0 | | 0 |
| -300 | | 0 | | 0 |
| 0 | | 0 | | 0 |
| -3330 | | -3330 | | -3330 |
| 0.18 | | 0.16 | | 0.16 |
| -3330 | 0.16 | -3330 | 0.16 | -3330 |
| 600 | | 0 | | 0 |
| 0 | | 0 | | 0 |
| 0 | | 48 | | 0 |
| 24 | | 0 | | 0 |
| 4 | | 0 | | 4 |
| 0 | | 2 | | 0 |
| 0 | | 0.5 | | 0 |
| -2750 | | -3376.5 | | -3326 |

Carga vertical que obra sobre la columna extrema;

$$\text{Losa } 3.05 \times 2.50 (500 \text{ } 4 \times 600) = 22200 \text{ kg.}$$

$$\text{Cigas } 5.5. \times 5 \times 400 = 11000 \text{ kg.}$$

$$\text{Col. } 0.25 \times 0.25 \times 3 \times 2400 = 450 \text{ kg.}$$

$$0.35 \times 0.35 \times 6 \times 2400 = 1760 \text{ kg.}$$

$$0.45 \times 0.45 \times 6 \times 2400 = 2925 \text{ kg.}$$

Peso total = 38335 kg = 39 toneladas.

$$\text{Ms} = 1/20 \times 300 \times 39 = 585 \text{ tons. } 585,000 \text{ kg. cm.}$$

Para las columnas absorbe en:

$$585,000 \times 0.41 = 240,000 \text{ kg. cm.}$$

La viga absorbe:

$$585,000 \times 0.18 = 105,000 \text{ kg cm.}$$

Carga que obra sobre las columnas intermedias:

Losa = 44400 kg.
 Viga = 8.05 x 5 x 400 = 16100 kg.
 Col. = 5135 kg.

Peso total = 65,635 kg = 66 toneladas.

$M_s = 1/20 \cdot 300 \times 66 = 990$ toneladas = 990,000 kg. cm.

Las columnas absorben:

$990,000 \times 0.34 = 336,000$ kg. cm.

Las vigas absorben:

$990,000 \times 0.16 = 158,000$ kg. cm.

| E. | E ₁ | | E ₂ | | E ₃ |
|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|
| -2750 | -3583 | -3377 | -3310 | -3326 | -3332 |
| 1050 | -1580 | 1580 | 1580 | 1580 | 1580 |
| <u>-1700</u> | <u>-5163</u> | <u>-1797</u> | <u>-4890</u> | <u>-1746</u> | <u>-4912</u> |
| | -3436 | 3227 | | 3166 | |
| -2750 | -5304 | -3377 | -3310 | -3326 | -3332 |
| -1050 | 1580 | 1580 | 1580 | 1580 | 1580 |
| <u>-3800</u> | <u>-2003</u> | <u>-4897</u> | <u>-1730</u> | <u>-1706</u> | <u>-1752</u> |

Cálculo de la viga E₀ - E₁ = E₅ - E₆

$M_0 = 1700$ kg. m.

$M_1 = 5163$ kg. m.

$M_1 - M_0 = 5163 - 1700 = 3463$ kg. m.

$Cr = 3463 : 5 = 692$ kg.

$w = 1590$ kg. m.

$v = 4000$ kg.

$V_0 = 4000 - 692 = 3308$ kg.

$V_1 = 4000 - 692 = 4692$ kg.

$$x = \frac{3308}{1590} \pm \sqrt{(2.08)^2 - 2 \frac{1700}{1590}}$$

$$x = 2.08 \pm 1.48$$

$$x_1 = 0.60 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.56 \text{ m.}$$

Momento positivo en el punto 2.08 m. es:

$$M = \frac{(1.48 \times 2)^2 \times 1590}{8} = 1750 \text{ kg. m.}$$

$$\text{Viga } E_1 - E_2 = E_4 - E_5$$

$$M_1^i = 4957 \text{ kg. m.}$$

$$M_2 = 1730 \text{ kg. m.}$$

$$M_1^i = M_2 = 3227 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 3227 : 5 = 645 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 4000 - 645 = 3355 \text{ kg.}$$

$$V_1^i = 400 + 645 = 4645 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{3355}{1590} \pm \sqrt{(2.11)^2 - 2 \frac{1750}{1590}} =$$

$$x = 2.11 - 1.52$$

$$x_1 = 0.59 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.63 \text{ m.}$$

Distancias medias a partir del apoyo E_2 .

Momento máx, a los 2.11 es:

$$\frac{(.52 \times 2)^2 \times 1590}{8} = 1840$$

$$\text{Viga } E_2 - E_3 = E_5 - E_4$$

$$M_2^i = 1746 \text{ kg. m.}$$

$$M_3 = 4912 \text{ kg m.}$$

$$M_3 - M_2 = 3166 \text{ kg m.}$$

$$C_r = 3166 : 5 = 633 \text{ kg}$$

$$V_2 = 4000 - 633 = 3366 \text{ kg.}$$

$$V_3 = 4000 + 633 = 4633 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{3366}{1590} \pm \sqrt{(2.12)^2 - \frac{1746}{1590}}$$

$$x = 2.12 \pm 1.55$$

$$x_1 = 0.59 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.65 \text{ m.}$$

Momento positivo max en el punto 2.12 a partir de E₂ es:

$$M = \frac{1.55 \times 2)^2 \times 1590}{8} = 1880 \text{ kg m.}$$

Por fuerza cortante máxima.

$$d = \frac{4692}{8.4 \times 0.861 \times 25} = 26 \text{ cm.}$$

Por momento flexionante máximo :

$$d = \frac{516300}{10.74 \times 25} = 44 \text{ cm.}$$

$$h = 47 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{4692}{25 \times 0.861 \times 45} = 4.95 \text{ kg/cm}^2 \cdot$$

$$v_1 = 4.95 - 4.2 = 0.75 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo de tensión diagonal lo absorben las barras dobladas, llevará únicamente estribos para armar a cada 25 cm.

| | E0 | E1 | E2 | E3 | | |
|------------------------|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Mom. (↓) | 1750 | | 1840 | | 1880 | |
| Max. (-) | -3800 | -5163 | -4957 | -4890 | -4906 | -4912 |
| b | 25 | | 25 | | 25 | |
| d | 44 | | 44 | | 44 | |
| h | 47 | | 47 | | 47 | |
| As cm ² (↓) | 3.65 | | 3.85 | | 3.93 | |
| (-) | 7.95 | 10.7 | 10.25 | 10.25 | 10.30 | |
| φ | | | | | | |
| □ | Bastidos 1/4" a cada 25 cm. | | | | | |

MARCO II (3).

Carga total 13000 kg.

$$M = \frac{13000 \times 5}{12} = 540 \text{ kg. m.}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$d = 50 \text{ cm.}$$

Columna 45 x 45 cm.

$$I \text{ viga} = 260400 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ columna} = 341700 \text{ cm}^4$$

Como son los mismos datos que los del marco I que es el anterior, aprovechamos sus mismos factores de distribución.

| | | |
|---|---|--|
| <u>-5374</u> 0 - 4 <u>0</u> 0 78 - 488 <u>0</u> -5400 | <u>-5433</u> 0 0 6 - 39 <u>0</u> 0 0 -5400 | <u>-5397</u> 0 3 <u>0</u> 0 0 0 0 -5400 |
| 0.18 | 0.16 | 0.16 |
| 0.16 | 0.16 | 0.16 |
| -5400 <u>975</u> 0 0 - 39 <u>7</u> 0 0 <u>-4457</u> | -5400 <u>0</u> 0 - 78 <u>0</u> 0 - 3 <u>0</u> <u>5481</u> | -5400 <u>0</u> 0 0 0 - 6 <u>0</u> 0 <u>-5406</u> |

Carga Vertical sobre la columna externa.

Losa = $6.10 \times 2.50 (500 \text{ } 4 \times 600) = 44400 \text{ kg.}$

Viga = $8.55 \times 5 \times 400 = 17100 \text{ kg.}$

Columna = $8.55 \times 5 \times 400 = 5135 \text{ kg.}$

Peso total = $66635 \text{ kg} = 67 \text{ toneladas.}$

$M_s = 1/20 \times 300 \times 67 = 1,000.000 \text{ kg cm.}$

Las columnas absorben :

$1,000.000 \times 0.18 = 180,000 \text{ kg cm.}$

Carga sobre las columnas intermedias :

Losa = $88,800 \text{ kg}$

Viga = $11.10 \times 5 \times 400 = 22,200 \text{ kg.}$

Columnas = $5,135 \text{ kg.}$

Peso total = $116,135 \text{ kg} = 116 \text{ toneladas.}$

$M_s = 1/20 \times 300 \times 116 = 1,740.000 \text{ kg cm.}$

Para la columna:

$1,740.000 \times 0.34 = 590.000 \text{ kg cm.}$

Para la viga:

$$1740.000 \times 0.16 = 278.000 \text{ kg. cm.}$$

| D ₀ | D ₁ | D ₂ | | D ₃ | |
|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| -4457 1800 <u>-2657</u> | -5814 -2780 <u>-8594</u> | -5481 2780 <u>-2701</u> | -5433 -2780 <u>-8213</u> | -5406 2780 <u>2626</u> | -5397 -2780 <u>-8177</u> |
| 5937 | | 5608 | | 5551 | |
| -4457 -1800 <u>-6257</u> | -5814 2780 <u>-3034</u> | -5481 -2780 <u>-8261</u> | -5433 2780 <u>-2653</u> | -5406 -2780 <u>-8186</u> | -5397 2780 <u>-2617</u> |

Viga $D_0 - D_1 = D_5 - D_6$

$$M_0 = 2657 \text{ kg. m.}$$

$$M_1 = 8594 \text{ kg. m.}$$

$$M_1 - M_0 = 5937 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 5937 : 5 = 1187 \text{ kg.}$$

$$V_0 = 6500 - 1187 = 5313 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 6500 + 1187 = 7687 \text{ kg.}$$

$$w = 13000 : 5 = 2600 \text{ kg. m.}$$

$$x = \frac{5313}{2600} \pm \sqrt{(2.04)^2 - 2 \frac{2657}{2600}}$$

$$x = 2.04 \pm 1.53$$

$$x_1 = 0.51 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.57 \text{ m.}$$

Momento positivo máximo en el punto de 2.04 a partir de E₀

es:

$$\frac{(1.53 \times 2)^2}{8} \times 2600 = 3050 \text{ kg. m.}$$

Viga $D_1 - D_2 = D_4 - D_5$

$$M_1 = 8261 \text{ kg m.}$$

$$M_2 = 2652 \text{ kg m.}$$

$$M_1' - M_2 = 5608 \text{ kg m.}$$

$$C_r = 5608 \cdot 5 = 1121 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 6500 - 1121 = 5379 \text{ kg.}$$

$$V_1' = 6500 + 1121 = 7621 \text{ kg.}$$

$$w = 2600 \text{ kg/m.}$$

$$x = \frac{5379}{2600} \pm \sqrt{(2.06)^2 - 2 \frac{2652}{2600}}$$

$$x = 2.06 \pm 1.50$$

$$x_1 = 0.56 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3/56 \text{ m.}$$

Abscisas medidas a partir del punto E₂

Momento positivo máximo en el punto 2.06 a partir de E₂ es:

$$M = \frac{(1.50 \times 2)^2}{8} \times 2600 = 2930 \text{ kg m.}$$

Viga $D_2 - D_3 = D_3 - D_4$

$$M_2 = 2626 \text{ kg m.}$$

$$M_3 = 8177 \text{ kg m.}$$

$$M_3 = M_2' = 5551 \text{ kg m.}$$

$$C_r = 5551 \cdot 5 = 1110 \text{ kg.}$$

$$V_2' = 6500 - 1110 = 5390 \text{ kg.}$$

$$V_3 = 6500 + 1110 = 7610 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{5390}{2600} \pm \sqrt{(2.06)^2 - 2 \frac{2626}{2600}}$$

$$x = 2.06 \pm 1.59$$

$$x_1 = 0.47 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.65 \text{ m}$$

Momento positivo en el punto 2.06 a partir de E₂ es:

$$M = \frac{(1.59 \times 2)^2 \times 2600}{8} = 3300 \text{ kg. m.}$$

Cálculo de la sección.

Por fuerza cortante máxima

$$d = \frac{7687}{8.4 \times 0.861 \times 30} = 35 \text{ cm.}$$

Momento flexionante máximo.

$$d = \frac{8584.00}{10.74 \times 30} = 51.5 \text{ cm.}$$

$$h = 54 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{7687}{0.861 \times 30 \times 51.5} = 5.7 \text{ kg. cm.}^2$$

$$v' = 5.7 - 4.2 = 1.5 \text{ kg. cm}^2$$

Lo absorben las barras dobladas y se colocan únicamente es-
tribos de 1/4" para armar a cada 25 cm.

| | D ₀ | D ₁ | D ₂ | D ₃ |
|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Mom (+) | 3050 | 2930 | 3300 | |
| Máx (-) | 6257 | 8594 | 8261 8213 | 8186 8177 |
| b | 30 | 30 | 30 | |
| Sec. d | 51.5 | 51.5 | 51.5 | |
| h | 54 | 54 | 54 | |
| As. (+) | 5.6 | 5.2 | 5.8 | |
| Cm ² (-) | 1120 | 15.2 | 15.2 14.4 | 14.4 14.3 |

MARCO III (3).

Carga que obra sobre la columna externa.

$$\text{Losas} = 3.05 \times 2.50 (500 \cdot 4 \times 500) = 22200 \text{ kg.}$$

$$\text{Trabos} = (2.5 + 3.05) \times 5 \times 400 = 11000 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso de la columna} = 5135 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso total.} = 38335 \text{ kg} = 39 \text{ tons.}$$

$$M = 7000 \text{ kg.m.}$$

Sección aproximada de las piezas.

$$\text{Viga } 30 \times 60$$

$$\text{Col. } 45 \times 45$$

$$I \text{ viga} = 540000 \text{ cm}^4.$$

$$I \text{ col.} = 341700 \text{ cm}^4.$$

Rigidéz.

$$\text{viga} = \frac{I}{L} = \frac{540000}{610} = 885$$

$$\text{Col.} = \frac{I}{L} = \frac{341700}{300} = 1139$$

Factores de distribución.

Para los nudos extremos.

$$\text{Viga} = \frac{885}{885 + 1139 + 1139} = 0.28$$

$$\text{Columna} = \frac{1139}{3163} = 0.36$$

Para los nudos intermedios.

$$\text{Viga} = \frac{885}{885 + 885 + 1139 + 1139} = \frac{885}{4048} = 0.22$$

$$\text{Columna} = \frac{1139}{4048} = 0.28$$

| | | |
|--------------|-------------|--------------|
| <u>-7774</u> | | <u>-6916</u> |
| 6 | | 0 |
| - 15 | | 0 |
| 0 | | - 21 |
| 0 | | <u>108</u> |
| 215 | | 0 |
| - 980 | | 0 |
| 0 | | 0 |
| <u>-7000</u> | | <u>-7000</u> |
| 0.28 | 0.22 | |
| -7000 | <u>0.22</u> | -7000 |
| <u>1960</u> | | <u>0</u> |
| 0 | | 0 |
| 0 | | - 215 |
| - 108 | | 0 |
| 30 | | 0 |
| 0 | | <u>12</u> |
| 0 | | - 6 |
| <u>-5118</u> | | <u>-7209</u> |

Momentos producidos debia al sismo.

Carga vertical sobre la columna extrema = 39 tns.

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 39 = 585000 \text{ kg. cm.}$$

La columna absorbe $585,000 \times 0.36 = 212,000 \text{ kg. cm.}$

La viga = $585,000 \times 0.28 = 164,000 \text{ kg. cm.}$

Carga vertical sobre las columnas intermedias, debido a las

Losas = 44400

Trabes = 17200

Columnas = 5135

Peso total 66735 kg = 67 tons.

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 67 = 1,010,000 \text{ kg. cm.}$$

Para la columna $1,010,000 \times 0.28 = 283,000 \text{ kg cm.}$

Para la viga $1,010,000 \times 0.22 = 222,000 \text{ kg. cm.}$

| A _o | B _o | C _o |
|--|--|--|
| $\begin{array}{r} -5115 \\ \underline{1640} \\ -3475 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -7774 \\ \underline{-2220} \\ -9994 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -7209 \\ \underline{2220} \\ -4989 \end{array}$ |
| -6519 | -4114,7 | $\begin{array}{r} -6916 \\ \underline{-2220} \\ -9136 \end{array}$ |
| $\begin{array}{r} -5115 \\ \underline{-1640} \\ -6755 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -7774 \\ \underline{2220} \\ -5554 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -7209 \\ \underline{2220} \\ -4989 \end{array}$ |
| | | $\begin{array}{r} -7916 \\ \underline{2220} \\ -5696 \end{array}$ |

Cálculo de la viga A_o - B_o = D_o - E_o

$$M_a = 3475 \text{ kg cm.}$$

$$M_b = 9994 \text{ kg cm.}$$

$$M_b - M_a = 6519 \text{ kg cm.}$$

$$C_r = 6519 : 6.10 = 1070 \text{ kg.}$$

$$w = 2270 \text{ kg/m.}$$

$$V_a = 6950 - 1070 = 5880 \text{ kg.}$$

$$V_b = 6950 + 1070 = 8020 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{5880}{2270} \pm \sqrt{(2.58)^2 \pm \frac{3475}{2270}}$$

$$x = 2.58 \pm 1.89$$

$$x_1 = 0.69 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.47 \text{ m.}$$

Momento máximo en el punto 2.58 es de :

$$\frac{(1.89 \times 2)^2}{8} \times 2270 = 4100 \text{ kg m.}$$

Viga B_o - C_o = D_o - E_o

$$M_b' = 4989 \text{ kg m.}$$

$$M_c = 9136 \text{ kg m.}$$

$$M_c - M_b' = 4147 \text{ kg m.}$$

$$C_r = 4147 : 6.10 = 680 \text{ kg.}$$

$$V_b^i = 6950 + 680 = 6270 \text{ kg.}$$

$$V_c = 6950 + 680 = 7630 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{6270}{2270} \pm \sqrt{(2.75)^2 - 2 \frac{4989}{2270}}$$

$$x = 2.75 \pm 1.79$$

$$x_1 = 0.96 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.54 \text{ m.}$$

$$\text{Momento máximo} = \frac{(1.79 \times 2)^2}{8} \times 2270 = 3600 \text{ kg. m.}$$

Cálculo de la sección.

Por fuerza cortante máxima.

$$d = \frac{8020}{0.961 \times 8.4 \times 30} = 37 \text{ cm.}$$

Por momento máximo.

$$d = \sqrt{\frac{999400}{10.74 \times 30}} = 55.5$$

$$h = 60 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{8020}{0.961 \times 30 \times 55.5} = 5.6 \text{ kg. cm}^2$$

$$v' = 5.6 - 4.2 = 1.4 \text{ kg. cm}^2$$

Las barras dobladas absorben este pequeño esfuerzo de tensión diagonal.

| | A ₀ | B ₀ | C ₀ |
|---------------------|-----------------------------|----------------|----------------|
| Lon. (+) | 4100 | | 3600 |
| Max. (-) | 6755 | 9994 | 9129 |
| Sec. b | 30 | | 30 |
| d | 55.5 | | 55.5 |
| h | 60 | | 60 |
| As (φ) | 6.3 | | 6.0 |
| Cm ² (-) | 11.1 | 16.5 | 16.5 |
| φ | | | |
| □ | Estribos 1/4" a cada 30 cm. | | |

Compruebo esta sección por esfuerzo de adherencia.

$$u = 1.5 \times 0.03 F'_c = 1.5 \times 0.03 \times 140 = 6.3$$

$$d = \frac{V}{s_o j u}$$

$$s_o = \frac{V}{u j d} = \frac{8475}{6.3 \times 0.861 \times 59.5} = 26 \text{ cm.}$$

s_o que tengo en el apoyo A₀ que es el que está a mayor esfuerzo cortante.

$$1 \phi 1" = 8. \text{ cm.}$$

$$2 \phi 1/2 = 8. \text{ cm.}$$

$$2 / 5/8 = 10 \text{ cm.}$$

$$1 / 3/8 = 3 \text{ cm.}$$

Total 29 cm.

Lo que nos indica que por adherencia está correcto el acero y por la misma razón en los demás puntos.

MARCO IV (3)

Carga que obra sobre las columnas extremas.

| | |
|----------------|-----------------------|
| Peso de losas | 88800 kg. |
| Peso de vigas | 16100 kg. |
| Peso de trabes | 5135 kg. |
| Peso total | 110035 kg = 110 tons. |

$$M_v = 8000 \text{ kg. m.}$$

Sección aproximada.

30 x 65 para la viga

45 x 45 para la columna

$$I \text{ viga} = 686600 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ col.} = 341700 \text{ cm}^4$$

Rigidez.

$$\text{Viga } \frac{I}{L} = \frac{686600}{610} = 1125$$

$$\text{Columna } \frac{I}{L} = \frac{341700}{300} = 1139$$

Factores de distribución.

$$\text{viga} = \frac{1125}{1125 + 1139 + 1139} = \frac{1125}{3403} = 0.33$$

$$\text{Col.} = 0.33$$

Factores de distribución, para los nudos intermedios:

$$\text{viga} = \frac{1125}{1125 + 1125 + 1139 + 1139} = \frac{1125}{4528} = 0.24$$

$$\text{Col.} = \frac{1139}{4528} = 0.26$$

| | | | |
|-------|-------|-------|-------|
| | -9020 | | -7880 |
| | 11 | | 0 |
| | = 27 | | 0 |
| | 0 | | = 38 |
| | 0 | | 158 |
| | 316 | | 0 |
| | -1320 | | 0 |
| | 0 | | 0 |
| | -8000 | | -8000 |
| 0.33 | 0.24 | 0.24 | 0.24 |
| -8000 | -8000 | -8000 | -8000 |
| 2640 | 0 | 0 | 0 |
| 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0 | -316 | -316 | -316 |
| -158 | 0 | 0 | 0 |
| 53 | 0 | 0 | 0 |
| 0 | 19 | 19 | 19 |
| 0 | = 11 | = 11 | = 11 |
| -5465 | -8308 | -8308 | -8308 |

Momentos producidos por el sismo.

Carga en el extremo = 110 toneladas.

Ms = 1/20 300 x 110 = 1,650,000 kg cm.

La col. absorbe 1,650,000 x 0.33 = 550,000 kg. cm.

La viga absorbe 1,650,000 x 0.33 = 440,000 kg. cm.

Carga en los extremos intermedios:

Losa = 177600 kg.

Trabas = 17200 kg.

Columnas = 5135 kg.

Peso total = 199935 kg 200 tons.

Ms = 1/20 300 - 200 = 3000,000 kg. cm.

La columna absorbe:

$$3,000,000 \times 0.26 = 780,000 \text{ kg. cm.}$$

La viga absorbe:

$$3,000,000 \times 0.24 = 720,000 \text{ kg. cm.}$$

| A ₁ | B ₁ | | C ₁ |
|----------------|----------------|--------------|----------------|
| -5465 | -9020 | -8308 | -7880 |
| <u>5500</u> | <u>-7200</u> | <u>-7200</u> | <u>-7200</u> |
| 35 | -16220 | -1108 | -15080 |
| | 16185 | 14828 | |
| -5465 | -9020 | -8308 | -7880 |
| <u>-5500</u> | <u>7200</u> | <u>7200</u> | <u>7200</u> |
| -10965 | -1820 | 15508 | -680 |

Cálculo de la viga A₁ - B₁ = D₁ - E₁

$$M_a = 35 \text{ kg. m.}$$

$$M_b = 16220 \text{ kg. m.}$$

$$M_b - M_a = 16255 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 16255 : 6.1 = 2570 \text{ kg.}$$

$$V_a = 6950 - 2570 = 4380 \text{ kg.}$$

$$V_b = 6950 + 2570 = 9520$$

$$x = \frac{4380}{2270} \pm \sqrt{(1.93)^2 - 2 \frac{35}{2270}}$$

$$x = 1.93 \pm 1.91$$

$$x_1 = 0.02 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.84 \text{ m.}$$

$$\text{Momento positivo máx a } 1.93 = \frac{(1.91 \times 2)^2 \times 2270}{8} = 4170 \text{ kg m.}$$

$$\text{Viga } B_1 - C_1 = C_1 - D_1$$

$$M'_b = 15508 \text{ kg m.}$$

$$M_c = 680 \text{ kg m.}$$

$$M_b - M_c = 14828 \text{ kg m.}$$

$$C_r = 14828 : 6.1 = 2445 \text{ kg.}$$

$$V'_b = 6950 + 2445 = 9395 \text{ kg.}$$

$$V_6 = 6950 - 2445 = 4505 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{4505}{2270} \pm \sqrt{(1.98)^2 - 2 \times \frac{680}{2270}}$$

$$x = 1.98 \pm 1.83$$

$$x_1 = 0.15 \text{ m. A partir de } C_1$$

$$x_2 = 3.81 \text{ m.}$$

$$\text{Momento máx. positivo a } 1.98 = \frac{(1.83 \times 2)^2 \times 2270}{8} = 3860 \text{ kg m.}$$

Cálculo de la sección.

Por fuerza cortante máxima.

$$d = \frac{9520}{0.4 \times 0.861 \times 30} = 44$$

Por momento máximo.

$$d = \sqrt{\frac{1622000}{10.74 \times 30}} = 70 \text{ cm.}$$

$$h = 73 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{9520}{30 \times 0.861 \times 70} = 5.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$v' = 5.3 - 4.2 = 1.1 \text{ kg/cm}^2$$

Este esfuerzo lo tomarán las barras dobladas.

| | A ₁ | B ₁ | C ₁ |
|-----------------------|--|----------------|----------------|
| Mom. (+) | 4170 | | 3860 |
| Máx. (-) | 10965 | 16220 | 15508 |
| b | 30 | | 30 |
| h | 70 | | 70 |
| h | 73 | | 73 |
| As (+) | 5.3 | | 5.05 |
| cm ² . (-) | 11.4 | 21.3 | 21.3 |
| φ | | | |
| | Estridos 1/4 a cada 35 cm. para armar. | | |

Como hemos visto en el estudio del nivel anterior (3) que los -- valores de los momentos varían muy poco, y en cambio el valor -- del momento producido por el sismo es casi del mismo valor que -- el obtenido al resolver el marco, para los niveles inferiores -- consideramos que:

" Los marcos son perfectamente empotrados ".

Es por ello que para su resultado final únicamente hacemos intervenir el sismo directamente en el cálculo.

Con eso fijaré la sección de las trabes 30 x 50 para los marcos I y II, o sean los claros de 5.00 m y 30 x 60 para los marcos III y IV o sean los claros de 6.10 m.

$$\text{I viga de } 30 \times 50 = 312000 \text{ cm}^4.$$

$$\text{I viga de } 30 \times 60 = 540000 \text{ cm}^4.$$

$$\text{I columna (55 x 55) = } 762600 \text{ cm}^4.$$

Rigidez.

$$\text{Viga } \frac{I}{L} = \frac{312000}{500} = 624.$$

$$\text{Col. } \frac{I}{L} = \frac{762600}{300} = 2542.$$

Factores de distribución para los extremos:

$$\text{Viga} = \frac{624}{624 + 2542 + 2542} = \frac{624}{5708} = 0.11$$

$$\text{Col.} = \frac{2542}{5708} = 0.445$$

Para las centrales:

$$\text{Viga} = \frac{624}{624 + 624 + 2542 + 2542} = 0.10$$

$$\text{Columna} = \frac{2542}{6432} = 0.40$$

Los datos anteriores los utilizamos para los marcos I y II.

Rigidez.

$$\text{Viga } \frac{I}{L} = \frac{540000}{6.10} = 885 \text{ kg.}$$

$$\text{Columna } \frac{I}{L} = \frac{762600}{300} = 2542 \text{ kg.}$$

Factores de distribución en los extremos:

$$\text{Viga} = \frac{885}{885 + 2542 + 2542} = \frac{885}{5969} = 0.148$$

$$\text{Columna} = \frac{2542}{5969} = 0.426$$

Para los nudos centrales:

$$\text{Viga} = \frac{2542}{885 + 885 + 2542 + 2542} = 0.37$$

$$\text{Columna} = \frac{2542}{6852} = 0.37$$

Estos datos servirán para los marcos III y IV.

MARCO I (2).

$$M = \frac{8000 \times 5}{12} = 3330 \text{ kg. m.}$$

Carga sobre la columna extrema = 47,457 kg.

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 47457 = 714000 \text{ kg. cm.}$$

Las columnas absorben:

$$714,000 \text{ kg. cm.} \times 0.445 = 318,000 \text{ kg. cm.}$$

La viga absorbe:

$$714,000 \times 0.11 = 78,700 \text{ kg. cm.}$$

| E ₀ | E ₁ | E ₂ | | E ₃ | |
|----------------|----------------|----------------|-------|----------------|-------|
| -3330 | -3330 | -3330 | -3330 | -3330 | -3330 |
| 787 | -1200 | -1200 | -1200 | -1200 | -1200 |
| -2543 | -4530 | -2130 | -4530 | -2130 | -4530 |
| 1987 | | 2400 | | 2400 | |
| -3330 | -3330 | -3330 | -3330 | -3330 | -3330 |
| -787 | 1200 | -1200 | -1200 | -1200 | -1200 |
| -4117 | -2130 | -4530 | -2130 | -4530 | -2130 |

Carga sobre las columnas intermedias : 80045 kg.

$$Ms. = 1/20 \times 300 \times 80045 = 1,200,000 \text{ kg cm.}$$

La columna absorbe :

$$1,200,000 \times 0.40 = 480,000 \text{ kg cm.}$$

La viga absorbe :

$$1,200,000 \times 0.10 = 120,000 \text{ kg cm.}$$

Cálculo de las vigas $M_0 - E_1 = M_5 - E_6$

$$M_0 = 2543 \text{ kg m.}$$

$$M_1 = 5430 \text{ kg m.}$$

$$M_1 - M_0 = 1987 \text{ kg m.}$$

$$Cr = 1987 : 5 = 377 \text{ kg.}$$

$$w = 1590 \text{ kg/m.}$$

$$V_0 = 4000 - 377 = 3623 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 4000 + 377 = 4377 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{3623}{1590} \pm \sqrt{(2.28)^2 - 2 \frac{2543}{1590}}$$

$$x = 2.28 \pm 1.50$$

$$x_1 = 0.78 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.78 \text{ m.}$$

Momento positivo máximo en el punto 2.28 es :

$$M = \frac{(1.50 \times 2)^2}{8} \times 1590 = 1785 \text{ kg m.}$$

Cálculo de la viga $M_1 - E_2 = M_4 - E_5$

$$M_1' = 2130 \text{ kg m.}$$

$$M_2 = 4530 \text{ kg m.}$$

$$M_2 - M_1 = 2400 \text{ kg m.}$$

$$Cr = 2400 : 5 = 480 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 4000 + 480 = 4480 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 4000 - 480 = 3520 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{3520}{1590} \pm (2.22)^2 - 2 \frac{2130}{1590}$$

$$x = 2.22 \pm 1.48$$

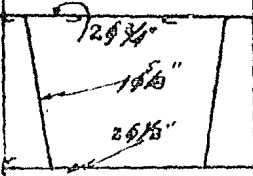
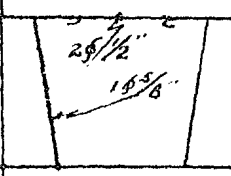
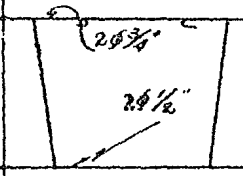
$$x_1 = 0.74 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.70 \text{ m.}$$

Momento positivo máximo en el punto 2.22 es:

$$M = \frac{(1.48 \times 2)^2 \times 1590}{8} = 1755 \text{ kg. m.}$$

Para el cálculo de la viga E₂ - E₃ se obtiene el mismo resultado que la viga anterior ya que los momentos son iguales los puntos de inflexión se medirán desde el apoyo E₂

| | E ₀ | E ₁ | | E ₂ | | E ₃ |
|---|--|---|---|----------------|------|----------------|
| Mom. Máx. (+) | 1785 | | 1755 | | 1755 | |
| (-) | 4117 | 4530 | 4530 | 4530 | 4530 | 4530 |
| b | 25 | | 25 | | 25 | |
| Secc. d | 41 | | 41 | | 41 | |
| h | 45 | | 45 | | 45 | |
| AS ₂ Cm ² (+) | 4.0 | | 4.0 | | 4.0 | |
| (-) | 9.2 | 10.1 | 10.1 | 10.1 | 10.1 | 10.1 |
| φ |  |  |  | | | |
| Estribos de dos ramas doblados en U a cada 25 cm. | | | | | | |

Cálculo de la sección.

Por fuerza Cortante máxima posible:

$$d = \frac{1480}{8.4 \times 0.861 \times 25} = 24.8 \text{ cm.}$$

Por momento flexionante:

$$d = \sqrt{\frac{453000}{10.74 \times 25}} = 41 \text{ cm.}$$

$$h = 45 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{1480}{0.161 \times 25 \times 41} = 3.76 \text{ kg/cm}^2$$

v es mayor que v'

Esto me indica que no es necesario colocar refuerzo especial para la tensión diagonal más el necesario para armar que por especificación se coloca a cada $d/2$

Marco II (2).

El momento de empotramiento es igual al considerado anterior
mento.

$$M = 5400 \text{ kg m.}$$

La carga que obra sobre la columna extrema es de 81,365 kg.

$$M_s = 81,365 \times 1/20 \times 300 = 1.230.000 \text{ kg cm.}$$

La columna absorbe :

$$1,230.000 \times 0.445 = 550.000 \text{ kg cm.}$$

La viga absorbe :

$$1,230.000 \times 0.11 = 123.000 \text{ kg cm.}$$

La carga que obra sobre las columnas internas es de 141,540 kg.

$$M_s = 141,540 \times 1/20 \times 300 = 2.120.000 \text{ kg cm.}$$

La columna absorbe :

$$2,120.000 \times 0,40 = 850.000 \text{ kg cm.}$$

La viga absorbe :

$$2.120.000 \times 0.10 = 212.000 \text{ kg cm.}$$

| D ₀ | D ₁ | D ₂ | D ₃ |
|---|---|---|---|
| $\begin{array}{r} -5400 \\ \underline{1330} \\ -4070 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -5400 \\ \underline{2120} \\ -7520 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -5400 \\ \underline{2120} \\ -3280 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -5400 \\ \underline{2120} \\ -3280 \end{array}$ |
| $\begin{array}{r} -5400 \\ \underline{1330} \\ -6730 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -5400 \\ \underline{2120} \\ -3280 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -5400 \\ \underline{2120} \\ -3280 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -5400 \\ \underline{2120} \\ -3280 \end{array}$ |

Cálculo de las vigas D₀ - D₁ = D₅ - D₆.

$$M_0 = 4070 \text{ kg m.}$$

$$M_1 = 7520 \text{ kg m.}$$

$$M_1 - M_0 = 3450 \text{ kg m.}$$

$$C_r = 3450 : 5 = 690 \text{ kg.}$$

$$w = 2600 \text{ kg/m.}$$

$$V_0 = 6500 - 690 = 5810 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 6500 + 690 = 7190 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{58100}{2600} \pm \sqrt{(2.23)^2 - 2 \frac{4070}{2600}}$$

$$x = 2.23 \pm 1.36$$

$$x_1 = 0.87 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.59 \text{ m.}$$

Momento positivo máximo en el punto de abscisa 2.23 es :

$$M = \frac{(1.36 \times 2)^2}{8} \times 2600 = 2380 \text{ kg m.}$$

Cálculo de la viga D₁ - D₂ = D₃ - D₄ = D₄ - D₅

$$M_1 = 3280 \text{ kg. m.}$$

$$M_2 = 7520 \text{ kg. m.}$$

$$M_2 - M_1 = 4240 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 4240 : 5 = 848 \text{ kg.}$$

$$w = 2600 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 6500 - 848 = 5652 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 6500 + 848 = 7348 \text{ kg.}$$

$$X = \frac{5652}{2600} \pm \sqrt{(2.17)^2 - 2 \frac{3280}{2600}}$$

$$X = 2.17 \pm 1.47$$

$$X_1 = 0.70 \text{ m.}$$

$$X_2 = 3.64 \text{ m.}$$

Momento positivo en el punto 2.17 m.

$$M = \frac{(1.47 \times 2)^2 \times 2600}{8} = 2620 \text{ kg. m.}$$

Cálculo de la sección.

Por la fuerza Cortante Máx. que pueda presentarse:

$$d = \frac{7348}{8.4 \times 1.3 \times 0.861 \times 25} =$$

Por momento máximo posible:

$$d = \sqrt{\frac{752000}{10.74 \times 25 \times 1.3}} = 46 \text{ cm.}$$

$$h = 50 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{7348}{0.861 \times 25 \times 46} = 7.4 \text{ kg. cm}^2$$

$$v' = 7.4 - 5.5 = 1.9 \text{ kg. cm}^2$$

Voy a demostrar lo que he dicho acerca de las barras dobladas

Si calculamos el acero que estará para el momento positivo.

en el centro de la pieza, vemos que este acero se podría doblar desde los puntos de inflexión cambiando en estos puntos el signo del momento. Para nuestro caso el momento positivo en la viga en estudio es de 2620 kg. m. la area de acero necesario para este momento es de 5.2 cm. cuadrados o sea 2 de 3/4 de pulgada.

Si doblaría una de estas varillas tendré 3300 kg. que es la capacidad de esta varilla trabajando a la tensión, sin embargo la tensión diagonal que se presenta es de 1090 kg. se colocarán estribos de 1/4 " a cada /2 para cumplir -- con las especificaciones.

| | D ₀ | D ₁ | D ₂ | D ₃ |
|---------------------------------|---------------------|----------------|---------------------|---------------------|
| Mom. (+) | 2380 | | 2620 | |
| Máx (-) | 6730 | 7520 | 7520 | 7520 |
| Sección. | b | 25 | | 25 |
| | d | 46 | | 46 |
| | h | 50 | | 50 |
| A _s Cm ² | (+) | 5.25 | | 5.25 |
| | (-) | 13.4 | 13.4 | 13.4 |
| φ | 2φ ¹ " | | 2φ ¹ " | 2φ ¹ " |
| | 2φ ^{3/4} " | | 2φ ^{3/4} " | 2φ ^{3/4} " |
| | 2φ ^{1/2} " | | 2φ ^{1/2} " | |
| estribos de 1/4 " a cada 25 cm. | | | | |

Marco III

(2).

$$M = 7000 \text{ kg m.}$$

$$V = 6950 \text{ kg.}$$

$$w = 2270 \text{ kg/m.}$$

La carga que obra sobre la columna externa es de 47450 kg.

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 47450 = 714.000 \text{ kg cm.}$$

La viga absorbe :

$$714.000 \times 0.143 = 106.000 \text{ kg cm.}$$

La carga que obra sobre las columnas internas es de 31365 kg.

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 31365 = 1.230.000 \text{ kg cm.}$$

La viga absorbe :

$$1.230.000 \times 0.13 = 160.000 \text{ kg cm.}$$

| A _o | B _o | C _o | D _o |
|---|---|---|---|
| $\begin{array}{r} - 7000 \\ \underline{1060} \\ - 5940 \end{array}$ | $\begin{array}{r} - 7000 \\ \underline{1600} \\ - 8600 \end{array}$ | $\begin{array}{r} - 7000 \\ \underline{1600} \\ - 5400 \end{array}$ | $\begin{array}{r} - 7000 \\ \underline{1600} \\ - 8600 \end{array}$ |
| -2660 | | -3200 | |
| $\begin{array}{r} - 7000 \\ \underline{1060} \\ - 8060 \end{array}$ | $\begin{array}{r} - 7000 \\ \underline{1600} \\ - 5400 \end{array}$ | $\begin{array}{r} - 7000 \\ \underline{1600} \\ - 8600 \end{array}$ | $\begin{array}{r} - 7000 \\ \underline{1600} \\ - 5400 \end{array}$ |

Cálculo de la viga B_o - A_o

$$M_a = 5940 \text{ kg m.}$$

$$M_b = 8600 \text{ kg m.}$$

$$M_a - M_b = 2660 \text{ kg m.}$$

$$C_r = 2660 : 6.10 = 437 \text{ kg.}$$

$$V_a = 6950 - 437 = 6513 \text{ kg.}$$

$$V_b = 6950 + 437 = 7387 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{6513}{2270} \pm \sqrt{(2.87)^2 - 2 \frac{5910}{2270}}$$

$$x = 2.87 \pm 1.74 \text{ m.}$$

$$x_1 = 1.13 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.61 \text{ m.}$$

$$M = \frac{(1.74 \times 2)^2}{8} \times 2270 = 3470 \text{ kg m.}$$

Cálculo de la viga B₀ - C₀

$$M_b = 5400 \text{ kg m.}$$

$$M_c = 3600 \text{ kg m.}$$

$$M_b - M_c = 3200 \text{ kg m.}$$

$$C_r = 3200 : 6.10 = 525 \text{ kg.}$$

$$V_b = 6950 - 525 = 6425 \text{ kg.}$$

$$V_c = 6950 + 525 = 7475 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{6425}{2270} \pm \sqrt{(2.83)^2 - 2 \frac{5400}{2270}}$$

$$x = 2.83 \pm 1.8$$

$$x_b = 1.03 \text{ m.}$$

$$x_c = 4.63 \text{ m.}$$

$$\text{Momento máximo positivo a } 2.83 = \frac{(1.8 \times 2)^2}{8} \times 2270 = 3700 \text{ kg m.}$$

Cálculo de la sección.

$$d = \frac{7475}{8.4 \times 0.861 \times 30 \times 1.3} = 26.5 \text{ cm.}$$

Por momento máximo.

$$d = \sqrt{\frac{860000}{1074 \times 30 \times 1.3}} = 45.5 \text{ m.}$$

$$h. = 50 \text{ cm.}$$

| | A ₀ | B ₀ | C ₀ |
|---|----------------|----------------|----------------|
| Mom. (+) | 3470 | | 3700 |
| Máx (-) | 8060 | 8600 | 8600 |
| b | 30 | | 30 |
| d | 45.5 | | 45.5 |
| h | 50 | | 50 |
| As. (+) | 7.4 | | 7.4 |
| Cm ² (-) | 16.2 | 17.3 | 17.3 |
| φ | | | |
| Estribos de 14 " a cada 25 cm para armar. | | | |

MARCO IV (2)

$M = 8000 \text{ kg. m.}$

Carga en el extremo = 80045 kg.

$M_s = 1/20 \times 300 \times 80045 = 1,200,000 \text{ kg. cm.}$

La columna absorbe:

$1,200,000 \times 0.426 = 511,000 \text{ kg. cm.}$

La viga absorbe:

$1,200,000 \times 0.148 = 178000 \text{ kg. cm.}$

Carga en los nudos intermedios = 1415400 kg.

$M_s = 1/20 \times 300 \times 141540 = 2,122,100 \text{ kg. cm.}$

La columna absorbe:

$$2,122,100 \times 0.37 = 785000 \text{ kg. cm.}$$

La viga absorbe:

$$2,122,100 \times 0.13 = 276000 \text{ kg. cm.}$$

| A ₁ | B ₁ | D ₁ | E ₁ |
|--|--|---|--|
| $\begin{array}{r} -8000 \\ 1780 \\ \hline -6220 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -8000 \\ -2760 \\ \hline -10760 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -8000 \\ 2760 \\ \hline -5240 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -8000 \\ -2760 \\ \hline -10760 \end{array}$ |
| 4540 | 5520 | | |
| $\begin{array}{r} -8000 \\ 1780 \\ \hline -9780 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -8000 \\ 2760 \\ \hline -5240 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -8000 \\ -2760 \\ \hline 10760 \end{array}$ | $\begin{array}{r} -8000 \\ 2760 \\ \hline -5240 \end{array}$ |

Cálculo de la viga A₁ - B₁ = D₁ - E₁

$$M_a = 6220 \text{ kg. m.}$$

$$M_b = 10760 \text{ kg. m.}$$

$$M_b - M_a = 4540 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 4540 : 6.1 = 745 \text{ kg.}$$

$$V = 7850 \text{ kg.}$$

$$w = 2580 \text{ kg. m.}$$

$$V_a = 7850 - 745 = 7105 \text{ kg.}$$

$$V_b = 7850 + 745 = 8595 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{7105}{2580} \pm \sqrt{(2.76)^2 - 2 \frac{6220}{2580}}$$

$$x = 2.76 \pm 1.56$$

$$x_1 = 1.20 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.32 \text{ m.}$$

Momento máximo positivo a 2.76

$$\frac{1.56 \times 2^2 \times 2580}{8} = 3140 \text{ kg. m.}$$

Cálculo de la viga A₁ - C₁ = C₁ - D₁

$$M_b = 5240 \text{ kg. m.}$$

$$M_c = 10760 \text{ kg. m.}$$

$$M_c - M_b = 5520 \text{ kg. m.}$$

$$M_c = 5520 : 6.1 = 905 \text{ kg.}$$

$$V_b^1 = 7850 - 905 = 6945 \text{ kg.}$$

$$V_c = 7850 - 905 = 8755 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{6945}{2580} \pm \sqrt{(2.70)^2 - 2 \frac{5240}{2580}}$$

$$x = 2.71 \pm 1.8$$

$$x_1 = 0.91 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.51 \text{ m.}$$

Momento máximo positivo a 2.71

$$\frac{1.8 \times 2^2 \times 2580}{8} = 42. \text{ kg. m.}$$

Cálculo de la sección.

$$d = \frac{8595}{8.4 \times 0.861 \times 30 \times 1.3} = 30.5 \text{ cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{1076000}{10.74 \times 30}} = 50.5 \text{ cm.}$$

$$h = 53 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{8595}{13 \times 30 \times 0.861 \times 50.5} = 5. \text{ kg. cm}^2.$$

$$v' = 5 - 4.2 = 0.8 \text{ kg. cm}^2$$

El esfuerzo de tensión diagonal lo absorben las barras dobladas.

| | A ₁ | B ₁ | C ₁ |
|----------------------------------|---|----------------|----------------|
| Mom. (+) | 3140 | | 4200 |
| Máx. (-) | 9760 | 10760 | 10760 |
| Sec. b | 30 | | 30 |
| d | 50.5 | | 50.5 |
| h | 53 | | 53 |
| As _{cm²} (+) | 5.72 | | 7.65 |
| (-) | 17.7 | 19.6 | 19.6 |
| φ | | | |
| | Estribos φ de 1/4 " a cada 25 cm. para armar. | | |

El cálculo del nivel No. 1 lo suprimimos por considerarlo - prácticamente igual al nivel No. 2. En realidad las secciones de las vigas pueden permanecer iguales ya que la variación de momentos es debida únicamente al sismo, y como he - considerado que estos niveles inferiores se iban a tomar los marcos perfectamente empotrados, consideraré que el momento-

se distribuye en la misma forma que el nivel anterior.

Cálculo del nivel Cero(Planta comercios).

Como se vé en el corte adjunto, la planta baja difiere de las anteriores por varias razones.

Por principio de cuentas la consideración de que como es una planta para comercios necesita una superficie mayor de iluminación, aereación y aún la posibilidad de instalarse mezzaninas, lo que nos obliga a dar una altura de 5.00 m de piso a techo, diferenciando de los niveles anteriores en dos metros de altura.

El segundo problema que se presenta en esta planta es el caso de la necesidad de marquesina que requiere por el -- proyecto de la obra en sí, lo cual se resolverá mediante trabe calculada a torsión, fijadas entre columna de los - marcos de fachada, las que soportarán la carga del voladizo de dicha marquesina.

En continuación procedo a calcular la losa en voladizo de la marquesina y su viga de apoyo.

Cálculo de la losa.

Suponiendo que la carga viva sobre la losa va a ser muy eventual, la consideraré de pequeña magnitud, más al -- considerar el relleno, el peso propio de la losa, la -- nariz de canchales y probablemente la sujeción de carteles de anuncio, consideraré una carga total de 500 kg. m².

$$M = \frac{Pl}{2} = \frac{500 \times 1.50}{2} = 375 \text{ kg x m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{37500}{10.74 \times 100}} = 6 \text{ cm.}$$

$$h = 8.5 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{37500}{1265 \times 6 \times 0.861} = 5.75 \text{ cm.}^2$$

Ø 3/8 a cada 12 cm.

Por el esfuerzo cortante:

$$d = \frac{750}{8.4 \times 0.861 \times 1.00} = 10 \text{ cm.}$$

$$h = 13.$$

$$As = \frac{37500}{1265 \times 10 \times 0.861} = 3.5 \text{ cm}^2$$

Ø 3/8 a cada 20 cm.

Revisión por adherencia.

$$d = \frac{v}{s_0 \times u \times j}$$

$$s_0 = 5 \times 3 = 15 \text{ cm.}$$

$$u = 4.5 \% \times 140 = 6.3 \text{ kg. cm}^2$$

$$j = 0.861$$

$$a = \frac{750}{0.861 \times 15 \times 6.3} = 9.2 \text{ cm.}$$

Está correcta al esfuerzo de adherencia.

Longitud de anclaje.

$$L = \frac{fs \phi}{2 u}$$

$$L = \frac{1265 \times 0.71}{2. \times 6.3} = 71 \text{ cm.}$$

Estos 71 cm. de longitud de anclaje requeridos se afianzarán sobre la trabe de sostén que a la vez servirán de estribos - para armar.

Cálculo de los marcos del nivel 0.

Sección vigas. Marcos I y II.

$$b = 30 ; I = 312000 \text{ cm}^4.$$

$$h = 50$$

Sección vigas. Marcos III y IV.

$$b = 30$$

$$h = 60 \quad I = 540000 \text{ cm}^4.$$

Sección columnas.

$$l = 55 \text{ cm. sección cuadrada; } I = 762600 \text{ cm}^4.$$

MARCO I ϕ o)

Rigidéz:

$$\text{Viga} = \frac{I}{L} = \frac{312000}{500} = 624$$

$$\text{Col.} = \frac{I}{L} = \frac{762600}{500} = 1525$$

Factores de distribución para los extremos.

$$\text{viga} = \frac{624}{1525 + 624 + 2542} = 0.133$$

$$\text{Col. n}_1 = \frac{2542}{1525 + 624 + 2542} = 0.541$$

$$\text{Col. n}_0 = \frac{1525}{1525 + 624 + 2542} = 0.326$$

Carga que obra sobre las columnas extremas.

$$P = 68,737 \text{ kg.}$$

$$M_s = 1/20 \times 500 \times 68737 = 1,725,000 \text{ kg. cm.}$$

La viga absorbe.

$$1,725,000 \times 0.33 = 228,000 \text{ kg.}$$

Las columnas absorben:

$$1,725,000 (0.326 + 0.541) = 1,497,000 \text{ kg. cm.}$$

Carga que obra sobre los nudos intermedios = 112485 kg.

$$M_s = 1/20 \times 500 \times 112,485 = 2,770,000 \text{ kg. cm.}$$

Factores de distribución para los claros intermedios.

$$\text{vigas} = \frac{624}{1525 + 624 + 624 + 2542} = 0.118$$

$$\text{Col. n}_1 = \frac{2524}{5315} = 0.475$$

$$\text{Col. n}_0 = \frac{1525}{5315} = 0.289$$

Las vigas absorbe:

$$2,770,000 \times 0.118 = 328,000 \text{ kg. cm.}$$

Las columnas absorben:

$$2,770,000 (0.289 + 0.475) = 2,114,000 \text{ kg. cm.}$$

M = 3330 kg m.

| E ₀ | E ₁ | E ₂ | E ₃ | E ₄ | E ₅ |
|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| -3330 | -3330 | -3330 | -3330 | -3330 | -3330 |
| -2280 | 3280 | -3280 | 3280 | -3280 | 3280 |
| -5610 | - 50 | -6610 | - 50 | -6610 | - 50 |
| 5560 | | 6560 | | 6560 | |
| -3330 | -3330 | -3330 | -3330 | -3330 | -3330 |
| 2280 | -3280 | 3280 | -3280 | 3280 | -3280 |
| -1050 | -6610 | - 50 | -6610 | - 50 | -6610 |

Cálculo de la viga E₀ - E₁ = E₅ - E₆

M₀ = 5610 kg m.

M₁ = 50 kg m.

M₀ - M₁ = 5560 kg m.

C_r = 5560 : 5 = 1112 kg.

v = 4000 kg.

u = 1590 kg.

V₀ = 4000 + 1112 = 5112 kg

V₁ = 4000 - 1112 = 2888 kg.

x = $\frac{2888}{1590} \pm \sqrt{(1.81)^2 \pm 2 \frac{50}{1590}}$

x = 1.81 ± 1.64

x₁ = 0.17 m.

x₂ = 3.45 m.

Momento máximo positivo a 1.81 :

$\frac{1.64 \times 2^2}{8} \times 1590 = 2140 \text{ kg m.}$

Viga E₁ - E₂ = E₄ - E₅ = E₂ - E₃ = E₃ - E₄

$$M_1^i = 6610 \text{ kg. m.}$$

$$M_2 = 50 \text{ kg m.}$$

$$M_1 - M_2 = 6560 \text{ kg. m.}$$

$$Cr = 6560 : 5 = 1312 \text{ kg.}$$

$$V_1^i = 4000 + 1312 = 5312 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 4000 - 1312 = 2688 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{2688}{1590} \pm \sqrt{(1.69)^2 - 2 \frac{50}{1590}}$$

$$x = 1.69 \pm 1.50$$

$$x_1 = 0.19 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.19 \text{ m}$$

Momento máximo positivo a 1.69 =

$$\frac{1.5 \times 2^2 \times 1590}{8} = 1785 \text{ kg. m.}$$

Cálculo de la sección.

$$d = \frac{5312}{8.4 \times 0.861 \times 30} = 24.3 \text{ cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{661000}{10.74 \times 30}} = 45.1 \text{ cm.}$$

$$h = 48 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{5312}{30 \times 0.861 \times 45.1} = 4.55 \text{ kg. cm}^2$$

El esfuerzo de tensión diagonal lo absorben las barras dobladas.

| | E_0 | E_1 | E_2 | E_3 |
|--|-------------|-------------|-------------|------------|
| Mom. Máx. (+) | 2140 | 1785 | 1785 | |
| Mom. Máx. (-) | 5610 | 6610 | 6610 | 6610 |
| Sec. b | 30 | 30 | 30 | |
| d | 45 | 45 | 45 | |
| h | 48 | 48 | 48 | |
| As. cm ² (+) | 4.35 | 3.65 | 3.65 | |
| As. cm ² (-) | 11.4 | 13.45 | 13.45 | 13.45 |
| ϕ | $2\phi 7/8$ | $2\phi 1"$ | $2\phi 1/2$ | $2\phi 1"$ |
| | $1\phi 5/8$ | $2\phi 1/2$ | $2\phi 5/8$ | |
| Estribos $\phi 1/4$ a cada 45 cm para armar. | | | | |

MARCO II (o)

$$M = 5400 \text{ kg. m.}$$

Carga sobre la columna extrema = 114,245 kg.

$$M_s = 1/20 \quad 500 \times 114,245 = 2,860,000 \text{ kg. cm.}$$

La viga absorbe:

$$2,860,000 \times 0.133 = 380,000 \text{ kg. cm.}$$

Las columnas absorben:

$$2,860,000 \times (0.541 + 0.326) = 2,480,000 \text{ kg. cm.}$$

Carga sobre la columna intermedia = 194,740 kg.

$$M_s = 1/20 \times 500 \times 194740 = 4,880.000 \text{ kg cm.}$$

Las vigas absorben :

$$4,880.000 \times 0.118 = 577,000 \text{ kg cm.}$$

Las columnas absorben :

$$4,880.000 (0.475 \div 0.289) = 4.303.000 \text{ kg cm.}$$

| D_0 | D_1 | | D_2 | | D_3 |
|--------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| -5400 <u>3800</u> -1600 | -5400 <u>-5770</u> -11170 | -5400 <u>5770</u> 370 | -5400 <u>-5770</u> -11170 | -5400 <u>5770</u> 370 | -5400 <u>-5770</u> -11170 |
| | 9570 | | 11540 | | 11540 |
| -5400 <u>-3800</u> -9200 | -5400 <u>5770</u> 370 | -5400 <u>-5770</u> -11170 | -5400 <u>5770</u> -370 | -5400 <u>-5770</u> -11170 | -5400 <u>5770</u> 370 |

Cálculo de la viga $D_0 - D_1 = D_5 - D_6$

$$M_0 = 1600 \text{ kg m.}$$

$$M_1 = 11170 \text{ kg m.}$$

$$M_1 - M_0 = 9570 \text{ kg m.}$$

$$Gr = 9570 : 5 = 1914 \text{ kg.}$$

$$V = 6500 \text{ kg.}$$

$$w = 2600 \text{ kg.}$$

$$V_0 = 6500 - 1914 = 4586 \text{ kg.}$$

$$V = 6500 + 1914 = 8414 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{5486}{2600} \pm \sqrt{(1.76)^2 - 2 \frac{1600}{2600}}$$

$$x = 1.76 \pm 1.37$$

$$x_1 = 0.39 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.13$$

Momento máximo positivo a 1.76

$$\frac{1.38 \times 2^2 \times 2600}{8} = 2450 \text{ kg. m.}$$

$$\underline{\text{Viga } D_1 - D_2 = D_4 - D_5 = D_2 - D_3 = D_3 - D_4}$$

$$M_1^i = 370 \text{ kg. m.}$$

$$M_2 = 11170 \text{ kg. m.}$$

$$M_2 - M_1 = 11540 \text{ kg. m.}$$

$$Cr = 11540 : 5 = 2308 \text{ kg.}$$

$$V_1^i = 6500 - 2308 = 4192 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 6500 \dagger 2308 = 8808 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{4192}{2600} \pm \sqrt{(1.61)^2 - 2 \frac{370}{2600}}$$

$$x = 1.61 \pm 1.51$$

$$x_1 = 0.10 \text{ m}$$

$$x_2 = 3.12 \text{ m.}$$

Momento máximo positivo a 1.61 =

$$\frac{1.51 \times 2^2 \times 2600}{8} = 2980 \text{ kg. m.}$$

Cálculo de la sección.

$$d = \frac{8808}{8.4 \times 0.861 \times 30 \times 1.3} = 31.3 \text{ cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{1117000}{10.74 \times 30 \times 1.3}} = 51.5 \text{ cm.}$$

$$h = 54 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{3808}{30 \times 0.861 \times 51.5 \times 1.3} = 5.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$v' = 5.1 - 4.2 = 0.9 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de tensión diagonal lo absorbe las barras dobladas.

| | D ₀ | D ₁ | D ₂ | D ₃ |
|---------------------|---|----------------|----------------|----------------|
| Mom. () | 2450 | 2980 | 2980 | |
| Máx. (-) | 9200 | 11170 | 11170 | 11170 |
| Sec. b | 30 | 30 | 30 | |
| d | 51.5 | 51.5 | 51.5 | |
| h | 54 | 54 | 54 | |
| As. () | 4.4 | 5.3 | 5.3 | |
| án ² (-) | 16.3 | 19.8 | 19.8 | 19.8 |
| φ | | | | |
| | Estribos a cada 25 cm. para armar φ 1/4". | | | |

MARCO III.

$$M = 7000 \text{ kg m.}$$

Carga sobre la columna extrema , = 68737 kg.

$$M_s = 1/20 \times 500 \times 68737 = 1,720.000 \text{ kg cm.}$$

Rigidez

$$\text{viga} = \frac{I}{L} = \frac{540,000}{610} = 887$$

$$\text{Col} = \frac{I}{L} = \frac{762600}{500} = 1525$$

Factores de distribución.

Para los extremos.

$$\text{viga} = \frac{887}{887 + 1525 + 2542} = 0.179$$

$$\text{Col. } N_1 = \frac{2542}{4954} = 0.513$$

$$\text{Col. } N_0 = \frac{1525}{4954} = 0.308$$

Por carga.

La viga absorbe:

$$1,720,000 \times 0.179 = 308,000 \text{ kg. cm.}$$

Las columnas absorben:

$$1,720,000 (0.51 + 0.308) = 1,412,000 \text{ kg. cm.}$$

Carga que obra sobre las columnas intermedias 114245 kg.

$$M_s = 1/20 \quad 500 \times 114245 = 2,870,000 \text{ kg. cm.}$$

Factores de distribución:

$$\text{viga} = \frac{887}{887 + 887 + 1525 + 2542} = 0.152$$

$$\text{Col } N_1 = \frac{2542}{5841} = 0.435$$

$$\text{Col } N_0 = \frac{1525}{5841} = 0.261$$

La viga absorbe:

$$2,870,000 \times 0.152 = 438,000 \text{ kg. cm.}$$

Las columnas absorben :

$$2,870.000 \times (0.435 + 0.261) = 1.998.000 \text{ kg cm.}$$

| A _o | B _o | C _o | D _o |
|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| - 7000 3080 <hr/> - 3920 | - 7000 - 4380 <hr/> - 11380 | - 7000 4380 <hr/> - 2620 | - 7000 - 4380 <hr/> - 11380 |
| 7460 | | 8760 | |
| - 7000 - 3080 <hr/> - 10080 | - 7000 4380 <hr/> - 2620 | - 7000 - 4380 <hr/> - 11380 | - 7000 4380 <hr/> - 2620 |

Calculo de la viga $A_o - B_o = D_o - E_o$.

$$M_o = 3920 \text{ kg m.}$$

$$M_1 = 11380 \text{ kg m.}$$

$$C_r = 7460 : 5.1 = 1220 \text{ kg.}$$

$$V = 6950 \text{ kg.}$$

$$u = 2270 \text{ kg/m.}$$

$$V_o = 6950 - 1220 = 5730 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 6950 + 1220 = 8170 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{5730}{2270} \mp \sqrt{(2.52)^2 - 2 \frac{3920}{2270}}$$

$$x = 2.52 \mp 1.72$$

$$x_1 = 0.80 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.24 \text{ m.}$$

Momento máximo positivo a 2.52 =

$$\frac{1.72 \times 2^2 \times 2270}{8} = 3370 \text{ kg cm.}$$

Viga B₀ - C₀ = C₀ - D₀

$$M_b^l = 2620 \text{ kg. m.}$$

$$M_c = 11380 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 8760 \times 6.1 = 1135 \text{ kg.}$$

$$V_b = 6950 - 1135 + 5515 \text{ kg.}$$

$$V_c = 6950 + 1135 = 8385 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{5515}{2270} \pm \sqrt{(2.43)^2 - 2 \frac{2620}{2270}}$$

$$x = 2.43 \pm 1.89$$

$$x_1 = 0.54 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.32 \text{ m}$$

Momento máximo positivo a 2.43 =

$$\frac{1.89 \times 2^2 \times 2270}{8} = 4200 \text{ kg. m.}$$

Cálculo de la sección:

$$d = \frac{8385}{8.4 \times 0.861 \times 30} = 30.7 \text{ cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{1138000}{10.74 \times 30}} = 50 \text{ cm, } h = 60 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{8385}{30 \times 0.861 \times 53} = 5.5 \text{ kg cm}^2$$

$$v' = 5.5 - 4.2 = 1.4 \text{ kg. cm}^2$$

| | A ₀ | B | C ₀ |
|---------------------|-------------------------------|-------|----------------|
| Hom. (+) | 3370 | | 4200 |
| Máx. (-) | 10080 | 11380 | 11380 |
| Sec. b | 30 | | 30 |
| d | 58 | | 58 |
| h | 60 | | 60 |
| Ac. (+) | 5.30 | | 6.65 |
| cm ² (-) | 15.8 | 18.0 | 18.0 |
| φ | | | |
| | Estribos φ 1/4" a cada 30 cm. | | |

MARCO IV (o)

M = 8000 kg.

V = 7580 kg.

w = 2580 kg/m.

Carga sobre las columnas extremas : = 112,485 kg.

M_s = 1/20 500 x 112485 = 2,820.000 kg cm.

La viga absorbe:

2,820.000 x 0.179 = 505,000 kg cm.

Las columnas absorben:

2,820.000 (0.513 + 0.308) = 2,315,000 kg cm.

Carga sobre las columnas intermedias = 194,740 kg.

M_s = 1/20 x 500 x 19740 = 4,870.000 kg cm.

Las vigas absorbe:

$$4,870,000 \times 0.152 = 742,000 \text{ kg. cm.}$$

Las columnas absorben:

$$4,870,000 (0.435 + 0.261) = 3,386,000 \text{ kg. cm.}$$

| A1 | B1 | | C1 |
|--------------|--------------|-------------|--------------|
| -8000 | -8000 | -8000 | -8000 |
| <u>5050</u> | <u>-7420</u> | <u>7420</u> | <u>-7420</u> |
| -2950 | -15420 | -580 | -15420 |
| | 12470 | | 14840 |
| -8000 | -8000 | -8000 | -8000 |
| <u>-5050</u> | <u>7420</u> | <u>7420</u> | <u>7420</u> |
| -13050 | -580 | -15420 | 580 |

Cálculo de la viga $A_1 - B_1 = D_1 - E_1$

$$M_1 = 2950 \text{ kg. m.}$$

$$M_2 = 15420 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 12470 : 6.1 = 2050 \text{ kg.}$$

$$V_a = 7580 - 2050 = 5530 \text{ kg.}$$

$$V_b = 7580 + 2050 = 9630 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{5530}{2580} \pm \sqrt{(2.14)^2 - 2 \frac{2950}{2580}}$$

$$x = 2.14 \pm 1.51$$

$$x_1 = 0.63 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.65 \text{ m.}$$

Momento máximo positivo a 2.14

$$\frac{1.51^2}{8} \times 2580 = 2950 \text{ kg. m.}$$

Cálculo de la viga B₁ - C₁ = C₁ - D₁

$$M_b^i = 580 \text{ kg m.}$$

$$M_c = 15420 \text{ kg m.}$$

$$G_r = 14040 : 6.1 = 2380 \text{ kg.}$$

$$V_b^i = 7580 - 2380 = 5200 \text{ kg.}$$

$$V_c = 7580 + 2380 = 9960 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{5200}{2580} \uparrow \sqrt{(2.02)^2 - 2 \frac{580}{2580}}$$

$$x = 2.02 \uparrow 1.91$$

$$x_1 = 0.11 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.93 \text{ m.}$$

Momento máximo positivo a 2.02 =

$$\frac{1.91 \times 2^2 \times 2580}{8} = 4760 \text{ kg m.}$$

Cálculo de la sección.

$$d = \frac{9960}{8.4 \times .861 \times 30 \times 1.3} = 35.5 \text{ cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{1542000}{10.74 \times 30 \times 1.3}} = 60.5 \text{ cm.}$$

$$h = 63 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{9960}{30 \times .861 \times 60.5 \times 1.3} = 4.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$v' = 4.9 - 4.2 = 0.7 \text{ kg/cm}^2.$$

| | A1 | B1 | C1 |
|---------------------|---|-------|-------|
| Mom. (+) | 2950 | | 4760 |
| Máx. (-) | 13050 | 15420 | 15420 |
| Sec | b | 30 | 30 |
| | d | 60.5 | 60.5 |
| | h | 63 | 63 |
| As (+) | 4.4 | | 7.2 |
| Cm ² (-) | 19.8 | 23.4 | 23.4 |
| φ | | | |
| | Estribos φ 1/4 " a cada 30 cm para armar. | | |

Cálculo del nivel 0 (Piso comercio). Losa.

En este nivel tendremos los mismos tipos de losa que en los niveles anteriores. Haré la misma consideración para disminuir el claro de las losas, es decir proyectaré una trabe intermedia que me subdivirá el claro en 2 partes iguales.

Trabe secundaria.

$$\frac{3.05}{4} \times 2 \times 750 = 1145 \text{ kg. m.}$$

$$W = 5 \times 1145 = 5725 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso propio} = \frac{600}{6325} \text{ kg.}$$

$$M = \frac{6325 \times 5}{8} = 3950 \text{ kg. m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{395000}{10.74 \times 25}} = 38 \text{ cm.}$$

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

$$As = \frac{395000}{1265 \times 0.861 \times 38} = 9.55 \text{ cm}^2.$$

$$v = \frac{6325}{2 \times 25 \times 0.861 \times 38} = 3.85 \text{ kg/cm}^2.$$

No requiere estribos, llevará únicamente estribos de ϕ 1/4" a cada 20 cm. para armar.

Cálculo de la losa, para el nivel en estudio, o sea el piso de la planta de comercios.

Se tiene como en los casos anteriores, tres tipos de losa: A, tipo B. y tipo C.

Losa A.

$$\text{Lado cont.: } c = 0.078 ; M = 0.078 \times \frac{3.05^2}{2} \times 750 = 545 \text{ kgm.}$$

$$\text{Lado dis. : } c = 0.039 ; M = 0.039 \times \frac{3.05^2}{2} \times 750 = 270 \text{ kgm.}$$

$$\text{Al centro.: } c = 0.059 ; M = 0.059 \times \frac{3.05^2}{2} \times 750 = 412 \text{ kg m.}$$

Sentido Largo.

$$\text{Lado cont.}: c = 0.049 ; M = 0.049 \times \frac{3.05^2}{2} \times 750 = 338 \text{ kg m.}$$

$$\text{Lado disc.: } c = 0.025 ; M = 0.025 \times \frac{3.05^2}{2} \times 750 = 174 \text{ kg m.}$$

$$\text{Al centro.: } c = 0.037 ; M = 0.037 \times \frac{3.05^2}{2} \times 750 = 255 \text{ kg m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{54500}{10.74 \times 100}} = 7 \text{ cm.}$$

$$h = 10 \text{ cm.}$$

Sentido corto.

$$As (-) = \frac{54500}{7 \times 0.861 \times 1264} = 7.15 \text{ cm}^2$$

∅ 3/8" a cada 10 y 20 cm.

$$\text{As (+)} = \frac{41200}{7 \times 0.861 \times 1265} = 5.4 \text{ cm}^2$$

∅ 3/8" a cada 13 cm.

Sentido largo.

$$\text{As (-)} = \frac{33800}{1265 \times 7 \times 0.861} = 4.4 \text{ cm}^2$$

∅ 3.8" a cada 16 y 20 cm.

$$\text{As (+)} = \frac{25500}{1265 \times 7 \times 0.861} = 3.3 \text{ cm}^2$$

∅ 3/8" a cada 20 cm.

Losa B

Lado cont. = c = 0. 0.069 sentido - 483 kg m.
corto.

Lado disc. = c = 0. 0.035 - 242 kg. m.

Pos. = c = 0. 0.031 † 214 kg. m.

d = 7 cm.

$$\text{As (-)} = \frac{48300}{7 \times 0.861 \times 1265} = 6.35 \text{ cm}^2$$

∅ 3/8 a cada 11 y 20 cm

$$\text{As (+)} = \frac{36400}{7 \times 0.861 \times 1265} = 4.75 \text{ cm}^2$$

∅ 3/8" a cada 15 cm.

Sentido largo

$$\text{As (-)} = \frac{28200}{7 \times 0.861 \times 1265} = 3.7 \text{ cm}^2$$

∅ 3/8" a cada 19 cm.

As (+) 3/8" a cada 20 cm.

Losa C.

Losa interior.

| | | | |
|------------|-----------|--------------|-------------|
| Lado cont. | c = 0.063 | Sent. corto. | - 440 kg m. |
| Mom. pos. | c = 0.047 | | + 328 kg m. |
| Lado cont. | c = 0.033 | Sent. largo. | - 227 kg m. |
| Mom. pos. | c = 0.025 | | + 173 kg m. |
| d | = 7 cm. | | |
| h | = 10 cm. | | |

Sentido corto.

$$\text{As (-)} = \frac{440.00}{7 \times 1265 \times 0.861} = 5.75 \text{ cm}^2.$$

Ø 3/8" a cada 12 cm y 20 cm.

$$\text{As (+)} = \frac{328.00}{7 \times 1265 \times 0.861} = 4.3 \text{ cm}^2.$$

Ø 3/8" a cada 16 cm.

Sentido largo.

$$\text{As (-)} = \frac{227.00}{7.1265 \times 0.861} = 3.0 \text{ cm}.$$

Ø 3/8" a cada 20 cm.

$$\text{As (+)} = \frac{173.00}{7 \times 1265 \times 0.861} = 2.26 \text{ cm}^2.$$

Ø 3/8" a cada 20 cm.

Nivel Sótano.

Carga debida a la losa.

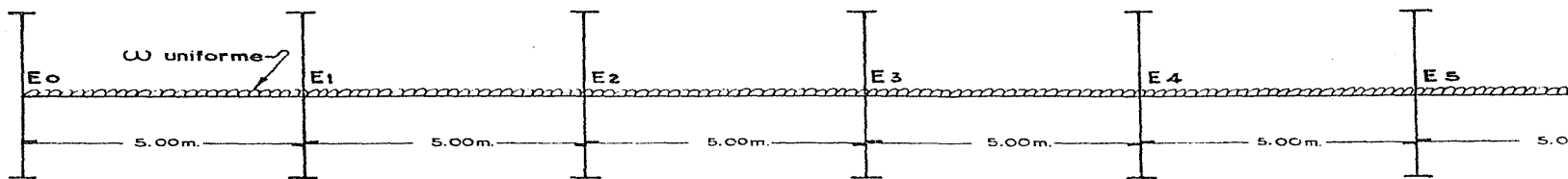
$$\frac{5 \times 2.50}{2} \times 750 = 4700 \text{ kg}.$$

Peso de la viga.

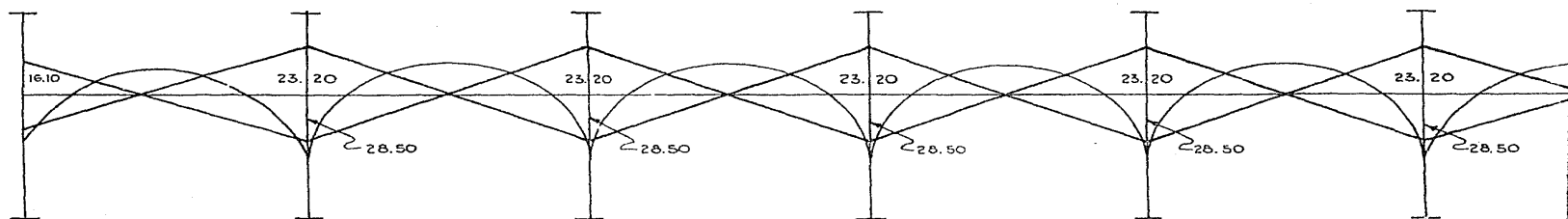
$$b = 30 ; h = 60 \text{ cm}.$$

$$0.30 \times 0.60 \times 5.00 \times 2400 = 2140 \text{ kg}.$$

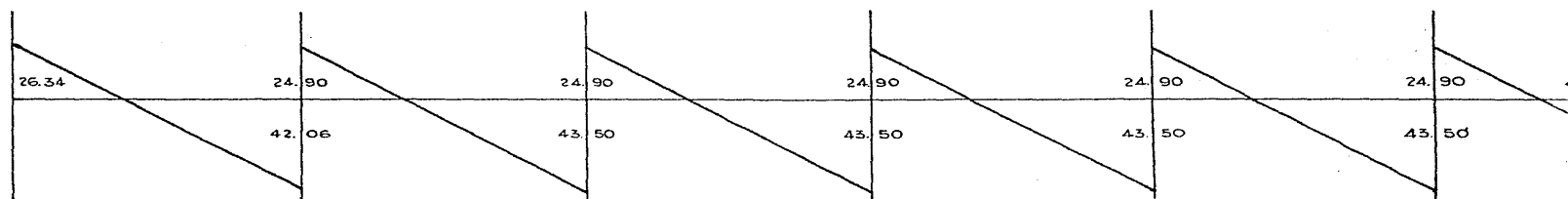
$$\text{Peso total } 4700 + 2140 = 6840 \text{ kg}.$$



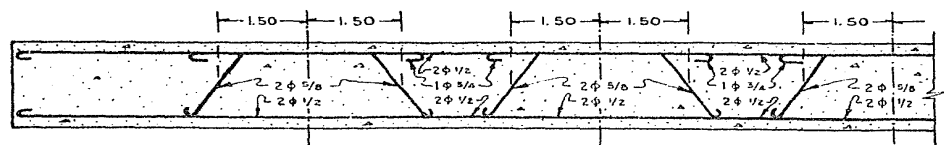
MARCO I NIVEL SOTANO



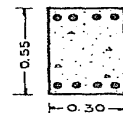
MOMENTOS DE F. VERTICALES Y DE TEMBLOR



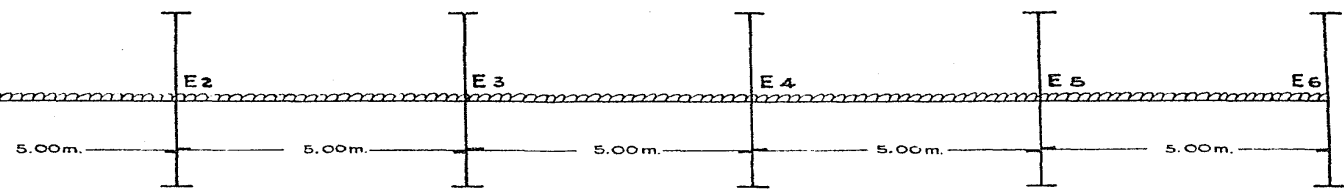
FUERZA CORTANTE



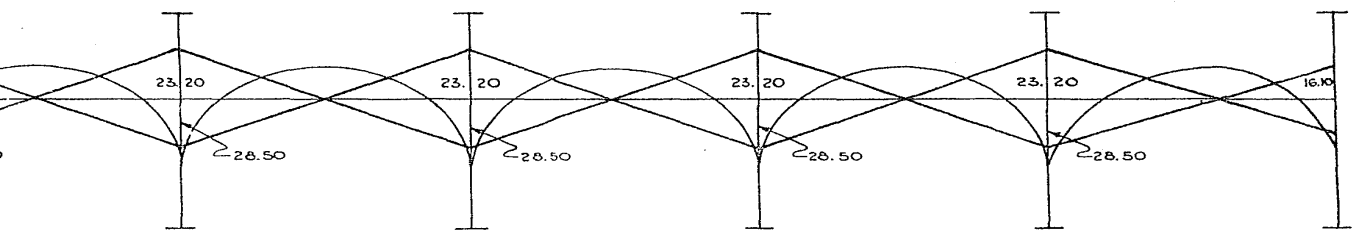
DISTRIBUCION DEL REFUERZO



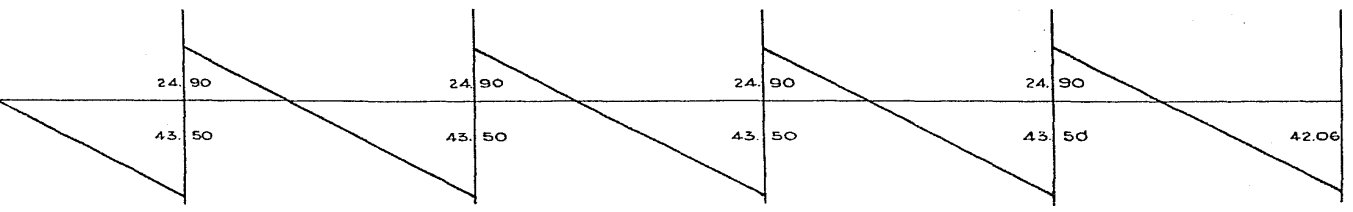
SECCION



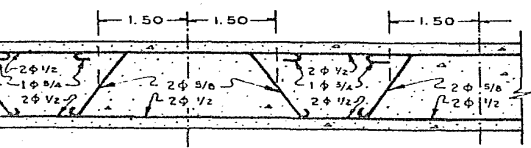
MARCO I NIVEL SOTANO



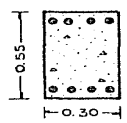
MOMENTOS DE F. VERTICALES Y DE TEMBLOR



FUERZA CORTANTE



ON DEL REFUERZO



SECCION

TESIS PROFESIONAL
DETALLES MARCO I
SOTANO
ALBERTO KALACH CH.
MEXICO D.F.

$$M = \frac{6840 \times 5}{12} = 2850 \text{ kg x m.}$$

$$b = 30 \text{ cm. } I = 312000 \text{ cm}^4$$

$$h = 50 \text{ cm.}$$

$$b = 30 : I = 540000 \text{ cm}^4$$

$$h = 60$$

$$\text{Columna } 55 \times 55 ; I = 762600 \text{ cm}^4$$

Rigidéz.

Aprovechado los cálculos obtenidos anteriormente, se tiene - los factores de distribución, puesto que los momentos de inercia son los mismos.

Siguiendo el mismo procedimiento, considerando vigas perfectamente empotradas y aplicándoles el efecto del sismo, se tiene

Para las columnas extremas:

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 80,807 \text{ kg} = 1.215,000 \text{ kg cm.}$$

La viga absorbe:

$$1,215,000 \times 0.133 = 161,000 \text{ kg. cm.}$$

La columna absorbe:

$$1,215,000 \times 0.541 = 658,000 \text{ kg. cm.}$$

Y la del nivel interior (0):

$$1,215,000 \times 0.326 = 395,000 \text{ kg. cm.}$$

En los nudos intermedios:

$$P = 131,305 \text{ kg.}$$

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 131,305 = 1,970,000 \text{ kg. cm.}$$

La viga absorbe:

$$1,970,000 \times 0.118 = 232,000 \text{ kg. cm.}$$

La columna (s) absorbe:

$$1.970.000 \times 0.175 = 342.000 \text{ kg cm.}$$

La columna (0) absorbe:

$$1.970.000 \times 0.289 = 570 \text{ kg cm.}$$

El momento debido a las cargas verticales.

$$M = 2850 \text{ kg m.}$$

Se tiene:

| E_0 | E_1 | E_2 | E_3 |
|--------------|--------------|-------------|--------------|
| -2850 | -2850 | -2850 | -2850 |
| -1610 | 2320 | -2320 | 2320 |
| <u>-1460</u> | <u>-0530</u> | <u>-530</u> | <u>-530</u> |
| -3830 | -4610 | -4610 | |
| -2850 | -2850 | -2850 | -2850 |
| 1610 | 2320 | -2320 | 2320 |
| <u>-1240</u> | <u>-5170</u> | <u>-530</u> | <u>-5170</u> |

Cálculo de la viga $E_0 - E_1 = E_5 - E_6$

$$M_1 = 4460 \text{ kg m.}$$

$$M_0 = 530 \text{ kg m.}$$

$$M_1 - M_0 = 3930 \text{ kg m.}$$

$$C_v = 3930 : 5 = 786 \text{ kg.}$$

$$w = 1368 \text{ kg/m.}$$

$$v = 3420 \text{ kg.}$$

$$v_0 = 3420 - 786 = 2,634 \text{ kg.}$$

$$v_1 = 3420 + 786 = 4206 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{2634}{1368} \pm \sqrt{(1.92)^2 - 2 \frac{530}{1368}}$$

$$x = 1.92 \pm 1.71.$$

$$x_1 = 0.21 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.63 \text{ m.}$$

Momento positivo máximo en el punto 1.92

$$M(+)= \frac{(1.71 \times 2)^2 \times 1368}{8} = 2450 \text{ kg.}$$

$$\text{Viga } E_1 - E_2 = E_2 - E_3 = E_3 - E_4 = E_4 - E_5$$

$$M_2 = 530 \text{ kg m.}$$

$$M_3 = 5170 \text{ kg m.}$$

$$M_3 - M_2 = 4640 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 930 \text{ kg.}$$

$$w = 1368 \text{ kg m.}$$

$$V_2 = 3420 - 930 = 2490 \text{ kg.}$$

$$V_3 = 3420 + 930 = 4350 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{2490}{1368} \pm \sqrt{(1.80)^2 - \frac{530}{1368}}$$

$$x = 1.80 \pm 1.57$$

$$x_1 = 0.23 \text{ m}$$

$$x_2 = 3.37 \text{ m.}$$

Momento positivo máximo en el punto 1.8 m.

$$M(+)= \frac{1.57 \times 2^2 \times 1368}{8} = 1580 \text{ kg m.}$$

| | E ₀ | E ₁ | E ₂ | E ₃ |
|----------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Mom. (+) | | 2450 | 1580 | 1580 |
| Máx (-) | 4460 | 5170 | 5170 | 5170 |
| Sec. b | 30 | | 30 | 30 |
| d | 41 | | 41 | 41 |
| h | 45 | | 45 | 45 |

| | | | | | | |
|---------------------|---|------|------|------|------|------|
| As. (+) | 5.0 | | 5.0 | | 5.0 | |
| Cm ² (-) | 10.0 | 11.5 | 11.5 | 11.5 | 11.5 | 11.5 |
| | | | | | | |
| | Estribos en u ϕ 5/4" a cada 40 cm. | | | | | |

Cálculo de la sección.

$$d = \sqrt{\frac{51700}{10.74 \times 30}} = 40.5$$

Por esfuerzo cortante:

$$d = \frac{5350}{8.4 \times 0.861 \times 30} = 20 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{4350}{40.5 \times 0.861 \times 30} = 4.15 \text{ kg. cm}^2$$

$$v' = 4.15 - 4.20 = -0.05 \text{ kg. cm}^2$$

Lo que nos dice que hoy un esfuerzo cortante menor que el 3% f'e

MARCO II (s)

$$M = \frac{11570 \times 5}{12} = 4800 \text{ kg. m.}$$

Carga sobre la columna externa = 133285 kg.

$$Ms = 1/20 \times 300 \times 133285 = 2,000,000 \text{ kg. cm.}$$

La viga absorbe:

$$2,000.000 \times 0.133 = 266,000 \text{ kg. cm.}$$

La columna (s) absorbe:

$$2,000.000 \times 0.54 = 1,082.000 \text{ kg. cm.}$$

Carga sobre la columna intermedia = 226,680 kg.

$$M_s = 1/20 \times 300 = 3,380.000 \text{ kg. cm.}$$

La viga absorbe:

$$3,380.000 \times 0.118 = 400,000 \text{ kg. cm.}$$

La columna (s) absorbe:

$$3,380.000 \times 0.475 = 1,610.000 \text{ kg. cm.}$$

Considerando el sismo en ambos lados.

| | | | | | |
|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------|--------------|
| -4800 | -4800 | -4800 | -4800 | -4800 | -4800 |
| -2660 | -4000 | -4000 | -4000 | -4000 | -4000 |
| <u>-7460</u> | <u>-800</u> | <u>-8800</u> | <u>-800</u> | <u>-800</u> | <u>-800</u> |
| 6660 | | 8000 | | 8000 | |
| -4800 | -4800 | -4800 | -4800 | -4800 | -4800 |
| -2660 | -4000 | -4000 | -4000 | -4000 | -4000 |
| <u>-2140</u> | <u>-8800</u> | <u>-800</u> | <u>-8800</u> | <u>-800</u> | <u>-8800</u> |

Cálculo de la viga $D_0 - D_1 - D_5 - D_6$

$$M_0 = 2140 \text{ kg. m.}$$

$$M_1 = 8800 \text{ kg. m.}$$

$$M_1 = M_0 = 6660 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 1332 \text{ kg.}$$

$$w = 2300 \text{ kg. m.}$$

$$V = 5780 \text{ kg.}$$

$$V_0 = 5780 - 1332 = 4448 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 5780 + 1332 = 7112 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{4418}{2300} \pm \sqrt{(1.93)^2 - 2 \frac{2140}{2300}}$$

$$x = 1.93 \pm 1.37$$

$$x_1 = 0.56 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.30 \text{ m}$$

$$M(\pm) = \frac{(1.37 \times 2)^2}{8} \times 2300 = 2150 \text{ kg. m.}$$

$$\text{Viga } D_1 - D_2 = D_3 - D_4 = D_4 - D_5$$

$$M_1 = 800 \text{ kg. m.}$$

$$M_2 = 8800 \text{ kg. m.}$$

$$M_2 - M_1 = 8000 \text{ kg. m.}$$

$$Cr = 8000 : 5 = 1600 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 5780 - 1600 = 4180 \text{ kg.}$$

$$V_2 = 5780 + 1600 = 7380 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{4180}{2300} \pm \sqrt{(1.82)^2 - 2 \frac{800}{2300}}$$

$$x = 1.82 \pm 1.62$$

$$x_1 = 0.20 \text{ m}$$

$$x_2 = 3.44 \text{ m.}$$

$$M(\pm) = \frac{(1.62 \times 2)^2}{8} \times 2300 = 3020 \text{ kg. m.}$$

Cálculo de la sección.

Por momento:

$$d = \sqrt{\frac{880000}{10.74 \times 30}} = 53 \text{ cm.}$$

$$h = 56 \text{ cm.}$$

Por fuerza cortante.

$$d = \frac{7380}{0.861 \times 8.4 \times 30} = 34 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{7380}{53 \times 0.861 \times 30} = 5.35 \text{ kg. cm.}$$

$$v' = 5.35 - 4.2 = 1.15 \text{ kg. cm.}^2$$

Me indica que el esfuerzo es muy reducido y es absorbido por los estribos que se colocan para armar a cada 25 cm.

| | | | | | | |
|---|------|------|------|------|------|------|
| Mom. (+) | 2150 | | 3020 | | 3020 | |
| Máx. (-) | 7160 | 8800 | 8800 | 8800 | 8800 | 8800 |
| Sec. b | 30 | | 30 | | 30 | |
| | 53 | | 53 | | 53 | |
| | 56 | | 56 | | 56 | |
| Ab. (+) | 3.70 | | 5.2 | | 5.2 | |
| cm ² (-) | 12.3 | 15.1 | 15.1 | 15.1 | 15.1 | 15.1 |
| φ | | | | | | |
| | | | | | | |
| V máx | | | | | | |
| Estribos φ 1/4" ac cada 25 cm para armar. | | | | | | |

MARCO III (s)

Carga debido a la losa

$$\frac{6.10 \phi 1.10}{2} = 9.00 \text{ m}^2$$

$$9.00 \times 750 = 6750 \text{ kg.}$$

Peso de la viga :

$$0.3 \times 0.5 \times 6.1 \times 2400 = 2150 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso total} = 6750 + 2150 = 8900 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{8900 \times 6.10}{12} = 4520 \text{ kg m.}$$

Aprovechando los factores de rigidez obtenidos en los casos anteriores se tiene:

Para el nudo extremo:

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 80807 = 1,220.000 \text{ kg cm.}$$

La viga absorbe:

$$1,220.000 \times 0.179 = 217.500 \text{ kg cm.}$$

La columna absorbe (s) :

$$1,220.000 \times 0.513 = 630.000 \text{ kg cm.}$$

Para los nudos interiores:

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 133.385 = 2,000.000 \text{ kg cm.}$$

La viga absorbe:

$$2,000.000 \times 0.152 = 305.000 \text{ kg cm/}$$

La columna absorbe:

$$2,000.000 \times 0.435 = 870.000 \text{ kg cm.}$$

| A_o | F_o | G_o | |
|--------------|--------------|--------------|--------------|
| -4520 | -4520 | -4520 | -4520 |
| <u>-2175</u> | <u>+3050</u> | <u>-3050</u> | <u>+3050</u> |
| -6695 | -1170 | -7570 | -1170 |
| -4520 | -4520 | -4520 | -4520 |
| <u>+2175</u> | <u>-3050</u> | <u>+3050</u> | <u>-3050</u> |
| -2345 | -7570 | -1170 | -7570 |

Cálculo de las viga A₀ - B₀ - D₀ - E₀

$$M_a = 2345 \text{ kg. m.}$$

$$M_b = 7570 \text{ kg. m.}$$

$$M_b - M_a = 5235 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 5235 : 6 = 860 \text{ kg.}$$

$$V = 4450 \text{ kg.}$$

$$V_o = 4450 - 860 = 3590 \text{ kg.}$$

$$V_1 = 4450 + 860 = 5310 \text{ kg.}$$

$$w = 1460 \text{ kg. m.}$$

$$x = \frac{3590}{1460} \pm \sqrt{(2.45)^2 - 2 \frac{2345}{1460}}$$

$$x = 2.45 \pm 1.67$$

$$x_1 = 0.78 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.12 \text{ m.}$$

$$M(\pm) = \frac{(1.67 \times 2)^2 \times 1460}{8} = 2020 \text{ kg. m.}$$

Viga B₀ - C₀ = C₀ - D₀

$$M_b = 11470 \text{ kg. m.}$$

$$M_c = 7575 \text{ kg. m.}$$

$$M_c - M_b = 6100 \text{ kg. m.}$$

$$C_r = 6.100 : 6.10 = 1000 \text{ kg.}$$

$$V_b = 4450 - 1000 = 3450 \text{ kg.}$$

$$V_c = 4450 + 1000 = 5450 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{3450}{1460} \pm \sqrt{(2.37)^2 - 2 \frac{1470}{1460}}$$

$$x = 2.37 \pm 1.87$$

$$x_1 = 0.50 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.24 \text{ m.}$$

$$M (+) = \frac{(1.37 \times 2)^2}{8} \times 1460 = 2560 \text{ kg m.}$$

| | A ₀ | B ₀ | C ₀ |
|--------------------------------|-----------------------------|----------------|---------------------------------------|
| Mom. (+) | 2020 | | 2560 |
| Máx. (-) | 2345 | 7570 | 7570 |
| Sec. b | 30 | | 30 |
| d | 47 | | 47 |
| h | 50 | | 50 |
| As. (φ) | 3.65 | | 4.3 |
| Cm ² (-) | 11.44 | 11.8 | 11.8 |
| φ | <i>1φ 3/8" 2φ 1/2"</i> | | <i>2φ 3/4" 2φ 1/2"</i> |
| | <i>2φ 1/2"</i> | | <i>2φ 3/4" + 1φ 3/8" 2φ 1/2"</i> |
| Estribos de 1/4" a cada 25 cm. | | | |

Cálculo de la sección.

Por momento.

$$d = \sqrt{\frac{757000}{10.74 \times 30}} = 47 \text{ cm.}$$

$$h = 50 \text{ cm.}$$

Por fuerza cortante.

$$d = \frac{5450}{0.40 \times 0.861 \times 30} = 25 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{51.56}{0.261 \times 30 \times 117} = 4.47 \text{ kg. cm}^2$$

$$v' = 4.47 - 4.2 = 0.25 \text{ kg. cm}^2$$

Esfuerzo que no necesita armado especial.

MARCO IV (s).

$$\text{Carga de la losa} = \frac{6.10 + 1.1}{2} = 2 \times 2.90 \text{ 750} = 13500 \text{ kg.}$$

Peso de la viga.

$$M = \frac{15700 \times 6.1}{12} = 8000 \text{ kg. m.}$$

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 131305 = 1,970,000 \text{ kg. cm.}$$

Para los nudos extremos:

Las columnas absorben:

$$1,970,000 \times (0.541 + 0.326) = 1,705,000 \text{ kg. cm.}$$

La viga absorbe:

$$1,970,000 \times 0.133 = 262,000 \text{ kg. cm.}$$

Para los nudos intermedios:

$$M_s = 1/20 \times 300 \times 226.280 = 3,400,000 \text{ kg. cm.}$$

Las columnas absorben:

$$3,400,000 \times (0.289 + 0.475) = 2,596,000 \text{ kg. cm.}$$

Las vigas absorben:

$$3,400,000 \times (0.118) = 402,000 \text{ kg. cm.}$$

| A ₁ | B ₁ | B ₁ | C ₁ |
|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| - 3000 + 2620 <hr/> - 3780 | - 3000 - 4020 <hr/> -12020 | - 3000 + 4020 <hr/> - 3980 | - 3000 - 4020 <hr/> -12020 |
| - 3000 - 2620 <hr/> -10020 | - 3000 + 4020 <hr/> - 3980 | - 3000 - 4020 <hr/> -12020 | - 3000 + 4020 <hr/> - 3980 |

Cálculo de las vigas A₁ - B₁ = B₁ - E₁

M_a = 5380 kg m.

M_b = 12020 kg m.

G_r = 6040 : 6.1 = 1082 kg.

V = 7850 kg.

w = 2580 kg/m.

V_a = 7850 - 1082 = 6768 kg.

V_b = 7850 + 1082 = 8932 kg.

$$x = \frac{6768}{2580} \pm \sqrt{(2.63)^2 - 2 \frac{5380}{2580}}$$

x = 2.63 ± 1.68

x_a = 0.95 m.

x_b = 4.31 m.

Momento máximo positivo a 2.63 = $\frac{1.68 \times 2^2 \times 2580}{8} = 3650$ kg m.

Viga B₁ - C₁ = C₁ - D₁

M_b¹ = 3980 kg m.

M_c = 12020 kg m.

G_r = 8040 : 6.1 = 1315 kg.

- 124 -

$$V_b' = 7850 - 1315 = 6535 \text{ kg.}$$

$$V_c = 1315 = 9165 \text{ kg.}$$

$$x = \frac{6535}{2580} \pm \sqrt{(2.46)^2 - 2 \frac{3080}{2580}}$$

$$x = 2.46 \pm 1.70$$

$$x_b' = 0.76 \text{ m.}$$

$$x_c = 4.16 \text{ m.}$$

$$\text{Momento máximo positivo a } 2.46 = \frac{1.7 \times 2^2 \times 2580}{8} = 5740 \text{ kg m.}$$

Cálculo de la sección.

$$d = \frac{9165}{11.4 \times 0.861 \times 30} = 42.1 \text{ cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{1202000}{10.74 \times 30 \times 1.3}} = 54 \text{ cm.}$$

$$h = 57 \text{ cm.}$$

$$v = \frac{9165}{30 \times 0.861 \times 54} = 6.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$v' = 6.6 - 4.2 = 2.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = \frac{305 \times 2.4}{1.6} = 111 \text{ cm.}$$

$$T = \frac{1}{2} \times 111 \times 2.4 = 4000 \text{ kg.}$$

$$n = \frac{4000}{560} = 8 \text{ estribos } \phi 1/4 \text{ en dos ramas.}$$

| | | | | |
|---|-------|-------|-------|-------|
| Moni. (+) | 3650 | | 3710 | |
| Máx. (-) | 10620 | 12020 | 12020 | 12020 |
| b | 30 | | 30 | |
| Sec. d | 54 | | 54 | |
| h | 57 | | 57 | |
| As. (+) | 6.2 | | 5.4 | |
| Cm ² (-) | 18.0 | 20.40 | 20.40 | 20.40 |
| | | | | |
| V.máx | 6768 | 8932 | 6535 | 9165 |
| | 2.63 | 1 | 2.46 | 1 |
| Estribos ϕ 1/4 " a cada 5,16,25,38,50,65,85 y 110 cm | | | | |

CALCULO DE LAS COLUMNAS.

Para facilitar el trabajo de este capítulo, que corresponde al estudio de las columnas, estudiaré una columna cualquiera por el método directo, como en este caso casi todas las columnas son con carga excéntrica y fuera del núcleo central, se tratarán como vigas doblemente armadas, las demás columnas se obtendrán de las gráficas para facilitar únicamente éste -- trabajo.

En vista de que todas las columnas forman parte de la estructura, y su única variante es la intensidad de la carga en cada uno de los niveles, cualquier método usado para un nivel se utilizará el mismo para los demás niveles.

En cada nivel encontramos cuatro tipos de columnas y que son:

Tipo 1 columna central

Tipo 2, columna lateral de las crujeas de 5.00 de claro.

Tipo 3, columna lateral de las crujeas de 6.10 m. de claro.

Tipo 4, columna de esquina.

NIVEL # 7

Col. tipo # 1.

$$P = 20\ 890\ \text{kg.}$$

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

$$M_s = 1/20 \times 20890 \times 300 = 314.000\ \text{kg cm.}$$

$$e/b = 15/30 = 0.50$$

$$\text{si } p = 0.03\ \text{de Ag.}$$

$$P'/P = 0.35$$

$$P = 59 \times 0.35 = 20\ 800\ \text{kg igual a } 20\ 890\ \text{kg.}$$

$$A_s = 30 \times 30 \times 0.03 = 27 \text{ cm}^2$$

$$8 \phi \text{ } 7/8 \text{ "}$$

La columna anterior se resolvió con la ayuda de una gráfica, la cual nos da directamente la cantidad de acero que se debe de colocarse en forma simétrica es decir $1/2$ de A_s a cada lado. Como la sección obtenida es para la carga concentrada y el momento de temblor que actúa en un sentido considerado voy a revisar la cantidad de acero que se da para absorber el sismo cuando éste considera actuando en sentido perpendicular al ya considerado.

$$M_s = 314 \text{ } 000 \text{ kg. cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{F_s d_1} = \frac{314 \text{ } 000}{930 \times 24} = 13 \text{ cm}^2$$

Se tiene de las 8 varillas obtenidas las cuatro que están en las esquinas, estas absorben el sismo para el estudio que se está considerando, estas 4 varillas si absorben el sismo para el sentido considerando ya que 13 cm^2 es menor que el área que tiene el 4ϕ de $7/8"$.

Tipo # 2.

$$P = 11 \text{ } 295 \text{ kg.}$$

$$M_v = 134 \text{ } 000 \text{ kg. cm.}$$

$$M_s = 11 \text{ } 295 \times 300/20 = 170 \text{ } 000 \text{ kg. cm.}$$

$$M = 304 \text{ } 000 \text{ kg. cm.}$$

$$e = \frac{304 \text{ } 000}{11 \text{ } 295} = 27 \text{ cm}$$

$$e/b = 27/30 = 0.90$$

$$\text{Si } P = 0.03 \text{ de } M_s.$$

$$A_s = 27 \text{ cm}^2 \text{ o sea } 8 \text{ } \phi \text{ de } 7/8''$$

TIPO # 3

$$P = 11575 \text{ kg.}$$

$$M_v = 128.000 \text{ kg cm.}$$

$$M_s = 11\ 575 \times 300/20 = 174\ 000 \text{ kg.cm.}$$

$$M = 302\ 000 \text{ kg cm.}$$

$$e = 26 \text{ cm.}$$

puesto que tanto M como P son casi iguales que para la 2 se tiene que $A_s = 27 \text{ cm}^2$ o sea $8 \text{ } \phi \text{ } 7/8''$.

TIPO # 4

$$P = 6\ 482 \text{ kg.}$$

$$M_v = 91\ 500 \text{ kg cm.}$$

$$M_s = 6482 \times 300 / 20 = 96\ 500 \text{ kg cm.}$$

$$M = 188\ 000 \text{ kg cm.}$$

$$e = \frac{188\ 000}{6482} = 29 \text{ cm.}$$

Si p igual al 1.00 % de A_g , siendo A_g , area de concreto.

$$P'/P = 0.145$$

$$P = 49.4 \times 0.145 = 7\ 200 \text{ kg mayor de } 6\ 482 \text{ kg.}$$

$$A_s = 30 \times 30 \times 0.01 = 9 \text{ cm}^2.$$

En vista de que son $4 \text{ } \phi$ de $3/4$ en las esquinas servirán tanto para el sismo considerado, como para el sismo cuando --- actúa en sentido perpendicular.

NIVEL # 6.

Tipo # 1.

$$P = 44\ 535 \text{ kg.}$$

$$M_s = 44\ 535 \times 300 / 20 = 670\ 000 \text{ kg cm.}$$

$$a = b = 40 \text{ cm.}$$

$$e/b = 15/40 = 0.375$$

$$\text{Si p.} = 0.03 \text{ de Ag.}$$

$$P'/P = 0.44$$

$$P = 104.4 \times 0.44 = 46 \text{ ton mayor de 44.5 ton.}$$

$$As = 40 \times 40 \times 0.03 = 48 \text{ cm}^2$$

8 ϕ 1 1/8".

Tipo #2.

$$P = 24\,560 \text{ kg.}$$

$$Mv = 411\,000 \text{ kg. cm.}$$

$$Ms = 44\,560 \times 300/20 = 367\,000 \text{ kg. cm.}$$

$$M = 778\,000 \text{ kg. cm.}$$

$$e = \frac{778\,000}{24\,560} = 31.5 \text{ cm}$$

$$a = b = 40 \text{ cm.}$$

$$e/b = 31.5 / 40 = 0.78$$

$$P'/P = 0.25$$

$$P = 104.8 \times 0.25 = 26.4 \text{ ton mayor de 24.5 ton.}$$

$$As = 40 \times 40 \times 0.03 = 48 \text{ cm}^2$$

8 ϕ 1 1/8".

Tipo # 3.

$$P = 25\,000 \text{ kg.}$$

$$Mv = 316\,100 \text{ kg. cm.}$$

$$Ms = 25\,000 \times 300/20 = 375\,000 \text{ kg. cm.}$$

$$M = 691\,100 \text{ kg. cm.}$$

$$e = \frac{691\,100}{25\,000} = 27.6 \text{ cm.}$$

$$P'/P = 0.265$$

$$P = 104.8 \times 0.265 = 28 \text{ ton mayor de 25 ton.}$$

$$A_s = 40 \times 40 \times 0.03 = 48 \text{ cm}^2.$$

$$8 \text{ } \phi \text{ 1 } 1/8''$$

Tipo # 4.

$$P = 14\ 292 \text{ kg.}$$

$$M_v = 363\ 200 \text{ kg cm.}$$

$$M_s = 14\ 292 \times 300/20 = 212\ 000 \text{ kg cm.}$$

$$M = 578\ 200 \text{ kg cm.}$$

$$e = \frac{578\ 200}{14\ 292} = 40 \text{ cm.}$$

$$e/b = 1$$

$$\text{Siendo } p = 0.02 \text{ de Ag.}$$

$$P'/P = 0.17$$

$$P = 96.8 \times 0.17 = 16.5 \text{ ton mayor de 14.3 ton.}$$

$$A_s = 40 \times 40 \times 0.17 = 32 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ } \phi \text{ 1 } 1/8''$$

NIVEL # 5

Columna tipo I.

$$P = 6818 \text{ kg.}$$

$$M_s = 68180 \times \frac{300}{20} = 1,020,000 \text{ kg cm.}$$

$$C = 15 \text{ cm.}$$

$$a = b = 45 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = \frac{15}{45} = 0.30$$

$$\frac{P'}{P} = 0.52, \text{ siendo } p = 0.03 \text{ Ag.}$$

$$P = 132,1 \times 0.52 = \text{tons. mayor de } 68.18 \text{ tons.}$$

$$As = 45 \times 45 \times 0.03 = 60.5 \text{ cm}^2$$

8 \emptyset 1 1/4"

As' = acero para el sismo cuando actúa en el sentido normal.

4 \emptyset 1 1/4"

As total 8 \emptyset 1 1/4"

Tipo # 2

$$P = 37825 \text{ kg.}$$

$$Mv = 411000 \text{ kg. cm.}$$

$$Ms = 37825 \times \frac{300}{20} = 570,000 \text{ kg. cm.}$$

$$M = 411,00 + 570,000 = 981,000 \text{ kg. cm.}$$

$$c = \frac{981000}{37825} = 26 \text{ cm.}$$

$$a = b = 45 \text{ cm.}$$

$$\frac{c}{b} = \frac{26}{45} = 0.58$$

$$Si p = 2.5 \% Ag.$$

$$\frac{p'}{p} = 0.30$$

$$P = 127.6 \times 0.30 = 38.2 \text{ tons. mayor de } 37,825 \text{ tons.}$$

$$As = 0.025 \times 45 \times 45 = 50.5 \text{ cm}^2$$

8 \emptyset 1 1/8"

$$As' = \frac{570,000}{920 \times 39} = 16.0 \text{ cm}^2$$

4 \emptyset 1 1/8" mayor de 16.0 cm²

As total = 8 \emptyset 1 1/8"

Tipo # 3.

$$p = 38,485 \text{ kg.}$$

$$Mv = 316,100 \text{ kg. cm.}$$

$$Ms = 38485 \times \frac{300}{20} = 575,000 \text{ kg. cm.}$$

$$M = 316,100 \div 575,000 = 891,100 \text{ kg. cm.}$$

$$e = \frac{891,100}{34,845} = 23.4 \text{ cm.}$$

$$a = b = 45 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = \frac{23.4}{45} = 0.52 \text{ cm.}$$

$$Si p = 0.02 \text{ Ag.}$$

$$\frac{p}{p} = 0.31 \text{ cm}$$

$$p = 122.5 \times 0.31 = 38.8 \text{ tons. mayor de } 38.4 \text{ tons.}$$

$$As = 45 \times 45 \times 0.02 = 40.50$$

$$8 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$$

$$As = \frac{575,000}{920 \times 39} = 16.7 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ } \emptyset \text{ 1" = } 20.12 \text{ mayor de } 16.7 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ total} = 8 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$$

Tipo # 4

$$p = 21,977 \text{ kg.}$$

$$Mv = 363,200 \text{ kg cm.}$$

$$Ms = 21,977 \times \frac{300}{20} = 329,000 \text{ kg. cm.}$$

$$M = 363,200 \times 329,00 = 692,200 \text{ kg. cm.}$$

$$e = \frac{692,200}{21,977} = 32 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = \frac{32}{45} = 0.72$$

$$\text{Si } p = 1.5 \text{ kg.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0.205$$

$$p = 115.8 \times 0.205 = 23.6 \text{ tons. mayor de } 21.98 \text{ tons.}$$

$$A_s = 45 \times 45 \times 0.015 = 30.4 \text{ cm}^2.$$

$$6 \text{ } \emptyset \text{ } 1''.$$

$$A_s = 6 \text{ } \emptyset \text{ } 1''$$

$$A_s \text{ total} = 8 \text{ } \emptyset \text{ } 1''.$$

NIVEL # 4.

Columna tipo 1.

$$p = 92,395 \text{ kg.}$$

$$M_s = 92,395 \times \frac{200}{20} = 1,385 \text{ kg cm.}$$

$$e = 15 \text{ cm.}$$

$$a - b = 55 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = \frac{15}{55} = 0.272$$

$$\text{Si } p = 0.02 \text{ ag.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0.53$$

$$p = 183 \times 0.53 = 97.1 \text{ tons. mayor de } 92.4 \text{ tons.}$$

$$A_s = 55 \times 55 \times 0.02 = 60.3 \text{ cm}^2.$$

$$8 \text{ } \emptyset \text{ } 1 \frac{1}{4}''.$$

Tipo 2.

$$p = 51,660 \text{ kg.}$$

$$M_v = 411,000 \text{ kg cm.}$$

$$\begin{aligned} M_s &= 51,660 \times \frac{300}{20} = 770,000 \text{ kg.} \\ M &= 511,000 + 770,000 = 1,181,000 \text{ kg.} \\ e &= \frac{1,181,000}{51,660} = 23 \text{ cm.} \\ a &= b = 50 \text{ cm.} \\ \frac{e}{b} &= \frac{23}{50} = 0.46 \text{ cm.} \\ S_f p &= 0.02 \text{ ag.} \\ \frac{p'}{p} &= 0.343 \\ p &= 151.2 \times 0.343 = 62 \text{ tons. mayor de } 51.66 \text{ tons.} \\ A_s &= 50 \times 50 \times 0.02 = 50 \text{ cm}^2. \\ &= 8 \text{ } \phi \text{ } 1 \frac{1}{8} \text{".} \\ A_s &= \frac{770,000}{920 \times 42} = 20 \text{ cm}^2. \\ &= 20 \text{ cm}^2 \text{ menor de } 4 \text{ } \phi \text{ } 1 \frac{1}{8} \text{".} \end{aligned}$$

Tipo 3.

$$\begin{aligned} p &= 52540 \text{ kg.} \\ M_v &= 316,100 \text{ kg.} \\ M_s &= 52,540 \times \frac{300}{20} = 788,000 \text{ kg cm.} \\ M &= 316,100 + 788,000 = 1,104,100 \text{ kg.} \\ e &= \frac{1,104,100}{52,540} = 21.2 \text{ cm.} \\ \frac{e}{b} &= \frac{21.2}{50} = 0.423 \\ a &= b = 50 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$S_1 p = 2 \% Ag.$$

$$\frac{p'}{p} = 0.365$$

$$p = 151,2 \times 0.365 = 54.8 \text{ mayor de } 52.54 \text{ tons.}$$

$$A_s = 50 \text{ cm}^2$$

8 \emptyset 1 1/8"

Tipo # 4

$$p = 30,232 \text{ kg.}$$

$$M_v = 363,200 \text{ kg. cm.}$$

$$M_s = 30,232 \times \frac{300}{20} = 454,000 \text{ kg. cm.}$$

$$M = 363,200 + 454,000 = 817,200 \text{ kg.cm.}$$

$$e = \frac{817.200}{30,232} = 27 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = \frac{27}{50} = 0.54$$

$$S_1 p = 0.01 Ag.$$

$$\frac{p'}{p} = 0.308$$

$$p = 137,3 \times 0.308 = 41.20 \text{ mayor de } 30.23 \text{ tons.}$$

$$A_s = 50 \times 50 \times 0.01 = 25 \text{ cm}^2$$

4 \emptyset 1 1/8".

y para el sentido normal 4 \emptyset 1 1/8".

Total = 8 \emptyset 1 1/8".

Nivel No. 3

$$p = 116,610 \text{ kg.}$$

$$M_s = 116,610 \times \frac{300}{20} = 1,740,000 \text{ kg. cm.}$$

$$e = 15 \text{ cm.}$$

$$a = b = 55 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{15}{55} = 0.272$$

$$\text{Si } p = 0.03 \text{ Ag.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0.57$$

$$P = 189.2 \times 0.57 = 116 \text{ igual } 116.$$

$$As = 55 \times 55 \times 0.03 = 91 \text{ cm}^2.$$

12 \varnothing 1 1/4"

Tipo 2.

$$p = 65,495 \text{ kg.}$$

$$Mv = 546,500 \text{ kg cm.}$$

$$Ms = 65,495 \times \frac{300}{20} = 980,000 \text{ kg cm.}$$

$$M = 980,000 + 546,500 = 1,526,500 \text{ kg cm.}$$

$$o = \frac{1,526,500}{65,495} = 23.3 \text{ cm.}$$

$$\frac{o}{b} = \frac{23.3}{55} = 0.422$$

$$\text{Si } p = 0.02 \text{ Ag.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0.37$$

$$p = 183 \times 0.37 = 67.8 \text{ mayor de } 65.5 \text{ tons.}$$

$$As = 55 \times 55 \times 0.02 = 60.25 \text{ cm}^2.$$

8 \varnothing 1 1/4".

Debido al sismo para el sentido normal.

$$A's = \frac{980,000}{930 \times 41} = 25.7 \text{ cm}^2 \text{ menor de } 4 \text{ } \phi \text{ } 1 \text{ } 1/4''.$$

Luego queda con 8 ϕ 1 1/4" en total.

Tipo # 3

$$p = 66,595 \text{ kg.}$$

$$Mv = 511,500 \text{ kg. cm.}$$

$$Ms = 66,595 \times \frac{300}{20} = 1,000,000 \text{ kg cm.}$$

$$e = \frac{1,511,500}{66,595} = 22.7 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = \frac{22.7}{55} = 0.416$$

$$\text{Si } p = 0.02 \text{ Ag.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0.375$$

$$p = 183 \times 0.375 = 67.8 \text{ mayor de } 66.6$$

$$As = 8 \text{ } \phi \text{ } 1 \text{ } 1/4''.$$

Tipo # 4

$$p = 38,487 \text{ kg.}$$

$$Mv = 445,700 \text{ kg cm.}$$

$$Ms = 38,487 \times \frac{300}{20} = 570,000 \text{ kg. cm.}$$

$$M = 1,015,700 \text{ kg. cm.}$$

$$e = \frac{1,015,700}{38,487} = 26.5 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = \frac{26.5}{55} = 0.48$$

$$\frac{p'}{p} = 0.29$$

- 138 -

Siendo $p = 0.01 \text{ Ag.}$

$p = 166.2 \times 0.29 = 41.8 \text{ tons. mayor de } 58,487 \text{ tons.}$

$As = 55 \times 55 \times 0.01 = 30.2 \text{ cm}^2.$

$6 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$.

Para el sentido normal $6 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$.

Total = $12 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$.

Columnas nivel # 2.

Tipo 1.

$p = 141.540 \text{ kg.}$

$Ms = 141,540 \times \frac{300}{20} = 2,130,000 \text{ kg cm.}$

$e = 15 \text{ cm.}$

$\frac{e}{b} = \frac{15}{60} = 0.25$

Si $p = 0.032 \text{ Ag.}$

$\frac{p'}{p} = 0.60$

$p = 239 \times 0.60 = 141,95 \text{ tons. mayor de } 141,6 \text{ tons.}$

$As = 60 \times 60 \times 0.032 = 108.2$

$13 \text{ } \emptyset \text{ 1 } 1/8 \text{".}$

Tipo 2.

$p = 80.045 \text{ kg.}$

$Ms = 546,500 \text{ kg cm.}$

$Ms = 80,045 \times \frac{300}{20} = 1,200,00 \text{ kg cm.}$

$M = 1,746,500 \text{ kg cm.}$

$e = \frac{1.746,500}{80,045} = 21.7 \text{ cm.}$

$$\frac{e}{b} = \frac{21.7}{60} = 0.365$$

$$sf\ p = 0.015\ Ag.$$

$$\frac{p'}{p} = 0.395$$

$$p = 205.9 \times 0.395 = 81.6\ tons.\ mayor\ de\ 8005\ tons.$$

$$As = 60 \times 60 \times 0.015 = 54\ cm''$$

$$12\ \emptyset\ 1''$$

Tipo 3.

$$Mv = 511,500\ kg.\ cm.$$

$$p = 81,365\ kg.$$

$$Ms = 81,365 \times \frac{300}{20} = 1,220,000\ kg.\ cm.$$

$$M = 1,733,500\ kg.\ cm.$$

$$e = \frac{1,733,500}{81,365} = 21.2\ cm.$$

$$\frac{e}{b} = \frac{21.6}{60} = 0.352$$

$$sf\ p = 0.015\ Ag.$$

$$\frac{p''}{p} = 0.42$$

$$p = 205.9 \times 0.42 = 86\ tons.\ mayor\ de\ 81.4\ tons.$$

$$As = 12\ \emptyset\ 1''.$$

Tipo #4.

$$p = 47,457\ kg.$$

$$Mv = 445,700\ kg.\ cm.$$

$$Ms = 47,457 \times \frac{300}{20} = 682,000\ kg.\ cm.$$

$$H = 1\,127\,700 \text{ kg cm.}$$

$$e = \frac{1\,127\,700}{43857} = 25.7 \text{ cm.}$$

$$e/b = 25.7/60 = 0.59$$

Siendo p igual a 0.008 de Ag.

$$p'/p = 0.39$$

$P = 194.5 \times 0.39 = 75.2$ mayor de 47,45, esto me indica que podría cambiar la sección a 55 cm. por ejemplo, pero no vale la pena puesto que es una sola columna y habría que hacerle una cimbra especial.

$$As = 60 \times 60 \times 0.008 = 28.7 \text{ cm}^2.$$

$$As = 6 \text{ } \phi \text{ 1"}$$

Para el sentido normal también 6 ϕ 1".

$$\text{Total } 12 \text{ } \phi \text{ 1"}$$

Columnas del nivel 1.

Tipo 1.

$$P = 166,880 \text{ kg.}$$

$$e = 15 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = \frac{15}{65} = 0.23$$

$$\text{Si } p = 0.03 \text{ Ag.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0.62$$

$$P = 278.8 \times 0.62 = 172 \text{ mayor a } 166.9 \text{ tons.}$$

$$As = 65 \times 65 \times 0.03 = 127 \text{ cm}^2.$$

$$As = 16 \text{ } \phi \text{ 1 } 1/4 \text{ "}$$

Tipo 2.

$$P = 95,005 \text{ kg.}$$

$$Mv = 546,500 \text{ kg.}$$

$$Ms = 95,005 \times \frac{300}{20} = 1,430,000 \text{ kg. cm.}$$

$$M = 1,976,500 \text{ kg. cm.}$$

$$e = \frac{1976,500}{95,005} = 20.7 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = \frac{20.7}{65} = 0.317$$

$$Sf p = 0.01 \text{ Ag.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0.445$$

$$P = 232.1 \times 0.445 = 130 \text{ tons. mayor a 95 tons.}$$

$$As = 65 \times 65 \times 0.01 = 42.2 \text{ cm}^2$$

$$As = 16 \text{ } \phi \text{ } 3/4''.$$

$$o' = 12 \text{ } \phi \text{ } 7/8''.$$

$$o' = 8 \text{ } \phi \text{ } 1 \text{ } 1/8''.$$

Tipo #3

$$p = 96,545 \text{ kg.}$$

$$Mv = 511,500 \text{ kg. cm.}$$

$$Ms = 96,545 \times \frac{300}{20} = 1,450,000 \text{ kg cm.}$$

$$M = 1,961,500 \text{ kg.}$$

$$e = \frac{1,961,500}{96,545} = 20.4 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = \frac{20.4}{65} = 0.313$$

$$\frac{p'}{p} = 0.45$$

$$p = 232.1 \times 0.45 = 104 \text{ tons mayor de 96.6 tons.}$$

$$A_s = 65 \times 65 \times 0.01 = 42.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 16 \text{ } \phi \text{ } 3/4''.$$

$$6 = 12 \text{ } \phi \text{ } 7/8''.$$

$$6 = 8 \text{ } \phi \text{ } 1 \text{ } 1/8''.$$

Tipo H.

$$P = 56,237 \text{ kg.}$$

$$K_v = 445,700 \text{ kg cm.}$$

$$M_s = 56,237 \times \frac{300}{20} = 845,000 \text{ kg cm.}$$

$$M = 1,290,700 \text{ kg cm.}$$

$$e = \frac{1,290,700}{56,237} = 23 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = \frac{23}{65} = 0.354$$

$$\text{Si } p = 0.008 \text{ AG.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0.40$$

$$p = 232.1 \times 0.40 = 93.2 \text{ tons.}$$

Se podría disminuir la columna unos 5 cm. pero no vale la pena.

$$A_s = 65 \times 65 \times 0.008 = 33.7 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 6 \text{ } \phi \text{ } 1 \text{ } 1/8''.$$

Para el sentido normal 2 ϕ 1 1/8".

$$\text{Total } 8 \text{ } \phi \text{ } 1 \text{ } 1/8''.$$

Columna No Cero (Planta comercios).

Tipo 1.

$$\text{Carga Axial } p = 194.740 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{1}{20} P H = \frac{194.740}{20} \times 500$$

$$M = 4,900,000 \text{ kg. cm.}$$

$$M_s = \frac{1}{2} \times 46 \times 0.367 \times 75 \times 71^2 = 3,200,000 \text{ kg cm.}$$

$$M_s = 4,900,000 - 3,200,000 = 1,700,000 \text{ kg. cm.}$$

$$A_{s1} = \frac{3,200,000}{920 \times 0.858 \times 71} = 57.5 \text{ cm}^2 \text{ a la tensión.}$$

$$d_1 = 67 \text{ cm.}$$

$$A_{s2} = \frac{1,700,000}{920 \times 67} = 27.5 \text{ cm}^2$$

$$A_2^1 = \frac{1,700,000}{600 \times 67} = 42.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = \frac{194,740}{920} = 212 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 57.5 + 27.5 - 212 = 137 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 137 + 42.5 = 179.5 \text{ cm}^2 = 3.2\% \text{ de } A_g.$$

$$A_s = 16 \text{ } \phi \text{ de } 1 \frac{1}{2}''.$$

Anillos de $\frac{3}{8}$ a cada 75 cm. para cada 4 varillas.

Si recurrimos a una gráfica que tenga por ordenada $\frac{p'}{p}$ y por abscisa $\frac{c}{b}$ con las curvas de diferentes porcentajes se obtiene.

$$\frac{c}{b} = \frac{25}{75} = 0.33$$

$$p = 0.035 \text{ Ag.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0.52$$

Para la columna de 75 x 75 :

$$p \% = 0.035, p = 368.5.$$

$$368.5 \times 0.52 = 192 \text{ tons.}$$

Este me comprueba que sí puedo utilizar las gráficas sin temor a error alguno.

Tipo 2.

$$p = 112,485 \text{ kg.}$$

$$H = 112,485 \times \frac{500}{20} = 2,820,000 \text{ kg cm.}$$

$$H = 2,820,000 + 800,000 = 3,620,000 \text{ kg cm.}$$

$$e = \frac{3,620,000}{112,485} = 32 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = 0.455$$

$$\frac{p'}{p} = 0.40$$

$$\text{si } p = 0.03Ag.$$

Con sección de 70 x 70

$$p = 296.4$$

$$296.4 \times 0.38 = 113 \text{ tons.}$$

$$As = 0.02 \times 65 \times 65 = 101 \text{ cm}^2.$$

$$As = 16 \text{ } \emptyset \text{ 1 1/8"}$$

Tipo 3.

$$H = (114,245 \times \frac{500}{20}) + 440,000$$

$$H = 2,870,000 + 440,000 = 3,350,000 \text{ kg cm.}$$

$$e = \frac{3,350,000}{114,245} = 29.2 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{29.2}{70} = 0.45$$

$$\frac{p'}{p} = 0.39$$

Sección de 70 x 70

$$p = 0.02 = 296.4$$

$$296.4 \times 0.39 = 116 \text{ tons.}$$

$$A_s = 70 \times 70 \times 0.02 = 101 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16 \text{ } \phi \text{ 1 1/8"}$$

Tipo # 4

$$p = 68,737$$

$$M = (68,737 \times \frac{500}{20}) + 700,000$$

$$M = 1,720,000 + 700,000 = 2,420,000 \text{ kg. cm.}$$

$$e = \frac{2,420,000}{68,737} = 35 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{35}{70} = 0.5$$

$$\text{Si } p = 0.01$$

$$p = 269,0 \text{ tons.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0.28$$

$$269 \times 0.28 = 75 \text{ tons.}$$

$$70 \times 70 \times 0.01 = 49 \text{ cm}^2 \text{ para los lados.}$$

$$49 \text{ cm}^2 \text{ para los lados normales.}$$

$$A_{st} = 49 \times 49 = 98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16 \text{ } \phi \text{ 1 1/8"}$$

Columnas planta sótanos

Tipo # 1.

$$p = 226,280 \text{ kg.}$$

$$M_s = 226,280 \times \frac{300}{20} = 3,400,000 \text{ kg. cm.}$$

$$a = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Si } a = b = 75 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{15}{75} = 0.215$$

$$\text{Si } p = 0.015 \text{ Ag.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0.62$$

$$p = 0.62 \times 366.1 = 227 \text{ tons. mayor de 226.3 tons.}$$

$$A_s = 75 \times 75 \times 0.015 = 84 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 12 \text{ } \phi \text{ 1 1/4"}$$

Tipo 2.

$$p = 131,305 \text{ kg.}$$

$$N_v = 300,000 \text{ kg cm.}$$

$$M_s = 131,305 \times \frac{300}{20} = 1,970,000 \text{ kg cm.}$$

$$M = 2,770,000 \text{ kg cm.}$$

$$e = \frac{2,770,000}{131,305} = 22 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{22}{70} = 0.315$$

$$\text{Si } p = 0.015 \text{ Ag.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0.47$$

$$p = 280.3 \times 0.47 = 132.5 \text{ tons. mayor de 131,30 tons.}$$

$$A_s = 70 \times 70 \times 0.015 = 73.8 \text{ cm}^2, 12 \text{ } \phi \text{ 1 1/8"}$$

Tipo 3.

$$p = 135,235 \text{ kg.}$$

$$N_v = 480,000 \text{ kg cm.}$$

$$M_s = 133,285 \times \frac{300}{20} = 2,150,000 \text{ kg cm.}$$

$$M = 2,630,000 \text{ kg cm.}$$

$$e = \frac{2,630,000}{133,285} = 19,7 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = \frac{19,7}{70} = 0,282$$

$$\text{Si } p = 0,015 \text{ Ag.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0,49,5$$

$$p = 280,3 \times 49,5 = 138,5 \text{ tons. mayor de } 133,3 \text{ tons.}$$

$$A_s = 70 \times 70 \times 0,01 = 73,8 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 12 \text{ } \phi \text{ } 1 \frac{1}{8}''$$

Tipo 4.

$$P = 80,807 \text{ Kg.}$$

$$M_v = 452,000 \text{ kg cm.}$$

$$M_s = 80,807 \times \frac{300}{20} = 1,210,000 \text{ kg cm.}$$

$$M = 1,662,000 \text{ kg cm.}$$

$$e = \frac{1,662,000}{80,807} = 20,7 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{b} = \frac{20,7}{70} = 0,297$$

$$\text{Si } p = 0,008 \text{ Ag.}$$

$$\frac{p'}{p} = 0,47$$

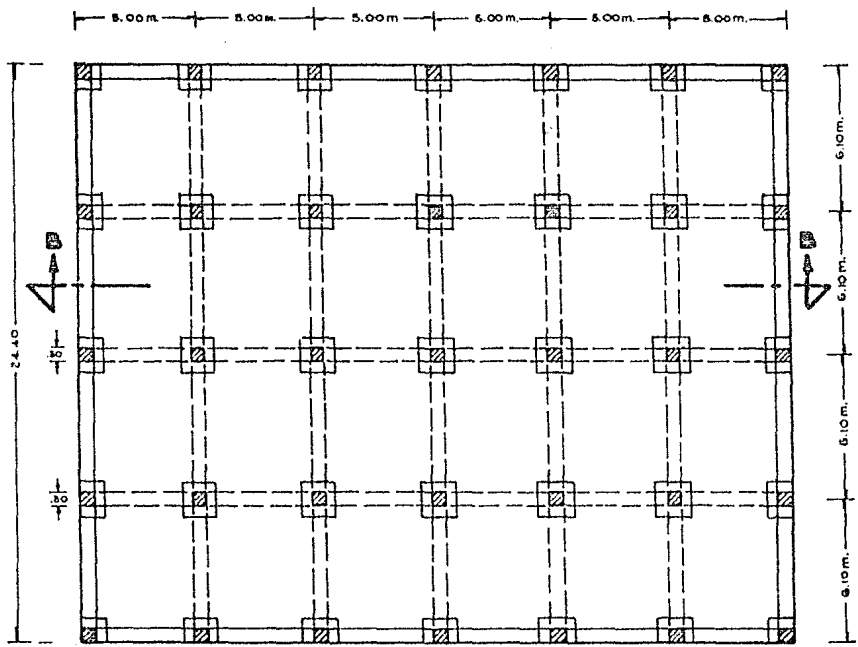
$$p = 264,7 \times 0,46 = 112 \text{ tons. mayor de } 80,8 \text{ tons.}$$

$$A_s = 70 \times 70 \times 0,008 = 38,2$$

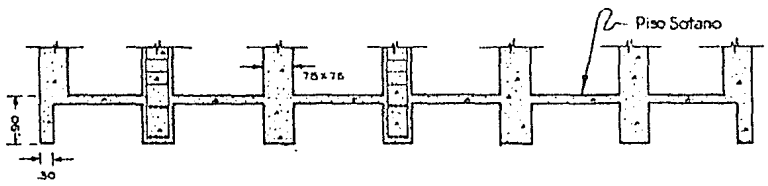
$$A_s = 12 \text{ } \phi \text{ } 1 \frac{1}{8}''.$$

COLUMNAS.

| Nivel. | Tipo. | Sección. | Carga. | Mom. E. | Refuerzo | | Separa- ción. |
|--------|-------|----------|--------|---------|----------|----------|------------------|
| | | | | | Ø | Anillos. | |
| 7 | 1 | 35x35 | 20.89 | 3.14 | 8x7/8 | 1/4 | 35 |
| | 2 | 30x30 | 11.295 | 3.04 | 8x7/8 | 1/4 | 30 |
| | 3 | 30x30 | 11.575 | 3.02 | 8x7/8 | 1/4 | 30 |
| | 4 | 30x30 | 6.452 | 1.83 | 8x3/4 | 1/4 | 30 |
| 6 | 1 | 40x40 | 44.535 | 6.70 | 8x11/4 | 1/4 | 40 |
| | 2 | 40x40 | 24.56 | 7.78 | 8x11/8 | 1/4 | 40 |
| | 3 | 40x40 | 25.00 | 8.91 | 8x11/8 | 1/4 | 40 |
| | 4 | 40x40 | 14.30 | 5.78 | 8x11/8 | 1/4 | 40 |
| 5 | 1 | 45x45 | 63.18 | 10.20 | 12x11/4 | 1/4 | 45 |
| | 2 | 45x45 | 37.82 | 9.81 | 8x11/8 | 1/4 | 45 |
| | 3 | 45x45 | 38.48 | 8.91 | 12x1" | 1/4 | 45 |
| | 4 | 45x45 | 21.98 | 6.92 | 12x1" | 1/4 | 45 |
| 4 | 1 | 55x55 | 92.39 | 13.95 | 12x11/4 | 3/8 | 55 |
| | 2 | 50x50 | 51.66 | 11.81 | 8x11/8 | 3/8 | 50 |
| | 3 | 50x50 | 52.54 | 11.40 | 8x11/8 | 3/8 | 50 |
| | 4 | 50x50 | 30.23 | 8.17 | 8x11/8 | 3/8 | 50 |
| 3 | 1 | 55x55 | 116.61 | 17.40 | 12x11/4 | 3/8 | 55 |
| | 2 | 55x55 | 65.50 | 15.26 | 8x11/4 | 3/8 | 55 |
| | 3 | 55x55 | 66.60 | 15.11 | 8x11/4 | 3/8 | 55 |
| | 4 | 55x55 | 38.50 | 10.15 | 12x1" | 3/8 | 55 |
| 2 | 1 | 60x60 | 141.54 | 21.3 | 18x11/8 | 3/8 | 60 |
| | 2 | 60x60 | 80.05 | 17.46 | 12x1" | 3/8 | 60 |
| | 3 | 60x60 | 81.36 | 17.33 | 12x1" | 3/8 | 60 |
| | 4 | 60x60 | 47.5 | 11.27 | 12x1" | 3/8 | 60 |
| 1 | 1 | 65x65 | 166.9 | 25.20 | 16x11/4 | 3/8 | 65 |
| | 2 | 65x65 | 95.0 | 19.76 | 12x7/8 | 3/8 | 65 |
| | 3 | 65x65 | 96.55 | 19.61 | 12x7/8 | 3/8 | 65 |
| | 4 | 65x65 | 56.24 | 12.90 | 8x11/4 | 3/8 | 65 |
| P.B. | 1 | 75x75 | 194.74 | 49.00 | 16x11/2 | 3/8 | 75 |
| | 2 | 70x70 | 112.48 | 36.20 | 16x11/8 | 3/8 | 70 |
| | 3 | 70x70 | 114.24 | 33.50 | 16x11/8 | 3/8 | 70 |
| | 4 | 70x70 | 68.74 | 24.20 | 16x11/8 | 3/8 | 70 |
| S. | 1 | 75x75 | 226.28 | 34.00 | 12x11/4 | 1/2 | 75 |
| | 2 | 70x70 | 131.30 | 27.70 | 12x11/8 | 1/2 | 70 |
| | 3 | 70x70 | 133.28 | 21.50 | 12x11/8 | 1/2 | 70 |
| | 4 | 70x70 | 80.80 | 16.62 | 12x11/8 | 1/2 | 70 |



CIMENTACION



CORTE B-B

ESCALA 1:200

| |
|--|
| <p>TESIS PROFESIONAL</p> <p>E. N. I.</p> <p>ALBERTO KALACH CH.</p> <p>MEXICO D.F.</p> |
|--|

CAPITULO III.

Estudio de la cimentación por el método de sustitución.

En el cuadro I aparecen las cargas que obran sobre las -- columnas, de allí obtengo las cargas finales en los table-- ros inferiores, para la obtención de las contratraves y -- losa de cimentación.

I.

| 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 |
|------|------|------|------|------|------|------|
| 808 | 1313 | 1313 | 1313 | 1313 | 1313 | 808 |
| 1333 | 2263 | 2263 | 2263 | 2263 | 2263 | 1333 |
| 1333 | 2263 | 2263 | 2263 | 2263 | 2263 | 1333 |
| 1333 | 2263 | 2263 | 2263 | 2263 | 2263 | 1333 |
| 808 | 1313 | 1313 | 1313 | 1313 | 1313 | 808 |

La carga total del edificio es la suma de todas las cargas que se han transmitido a las columnas:

$$131.3 \times 8 = 1050.4 \text{ tons.}$$

$$80.8 \times 4 = 323.2$$

$$133.3 \times 6 = 799.8$$

$$226.3 \times 12 = 2715.8$$

$$\text{Total} = 4,889.00 \text{ tons.}$$

Peso de la cimentación.

Suponiendo una losa de 0.30 m.

$$720 \times 0.3 \times 2.4 = 518 \text{ tons.}$$

Suponiendo traves de cimentación de:

$$1.00 \times 0.30 \text{ se tendrán:}$$

$1.00 - 0.30 = 0.70$ m. restando el grueso de la losa que ya se tomó en cuenta.

$$0.70 \times 0.30 \times 1.50 \text{ m} \times 2.4 = 75.6 \text{ tons.}$$

$$0.70 \times 0.30 \times 1.14 \text{ m} \times 2.4 = 72.6 \text{ tons.}$$

Peso total:

$$4,889 + 518 + 75.6 + 72.6 = 5,555.2 \text{ tons.}$$

Si descontamos el 20 % de la carga:

$$5,555 \times 0.20 = 1,111 = 4,444 \text{ tons.}$$

En vista de que el terreno tenía construcción antigua, podría considerarlo una fatiga de 5 t/m^2

$$\frac{Wt}{w} = \frac{4,400}{5,00} = 880 \text{ m}^2$$

El area de sustentación necesaria, debido al peso del edificio es mayor a la que tiene el terreno, esto me indica que la cimentación debe de hacerse por una losa corrida.

Profundidad de la cimentación

(Por compensación de peso).

$$\frac{14400}{732 \times 1.70} = 3.50 \text{ m.}$$

Profundidad que se debe de escavar para obtener un peso --
equivalente en tierra al peso del edificio.

Dado el resultado anterior a sea los 3.50 m., se aprovechará la excavación en sótanos, que tienen un sinnúmero de usos, tales como bodegas, estacionamiento de coches, etc.

Estudio de las losas de cimentación.

Como en los casos anteriores obtendré 3 tipos de losas:

- 1.- Losa con dos lados discontinuos.
- 2.- Losa con un lado discontinuo.
- 3.- Losa interior o sea 4 lados continuos.

Cálculo de la losa I.

Carga - 6 tons m²

$$l_1 = 5.00 \text{ m.}$$

$$l_2 = 6.10 \text{ m.}$$

$$l_2 = l_1 = m = 0.82$$

$$C, \text{ lado continuo} = 0.062$$

$$C, \text{ lado discontinuo} = 0.031$$

$$C, \text{ mom. positivo.} = 0.048$$

Los coeficientes anteriores son para el sentido corto, para el sentido largo serán:

$$C, \text{ Lado continuo} = 0.049$$

$$C, \text{ lado discontinuo} = 0.025$$

$$C. \text{ mom. positivo} = 0.037$$

Sentido corto.

$$M. (\text{negativo}) = 0.062 \times 5280 \times (5)^2 = 8200 \text{ kg m.}$$

$$M. (\text{positivo}) = 0.046 \times 5280 \times (5)^2 = 6100 \text{ kg m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{820,000}{17.47 \times 100}} = 21.6 \text{ cm.}$$

$$d = 25 \text{ cm.}$$

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

$$As (-) = \frac{820,000}{25 \times 1265 \times 0.857} = 30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Siendo } f' c = 210 \text{ kg}^{\circ} \text{cm.}$$

$$r = 0.429$$

$$j = 0.857$$

$$k = 17.47$$

Ø 5/8 a cada 6.5 cm. y a cada 13.00 cm.

$$As (+) = \frac{610,000}{25 \times 1265 \times 0.857} = 22.5 \text{ cm}^2.$$

Ø 5/8 a cada 8.5 cm.

Sentido largo.

$$0.049 \times 5280 \times (5)^2 = 6480 \text{ kg m.}$$

$$0.37 \times 5280 \times (5)^2 = 4900 \text{ kg m.}$$

$$As (-) = \frac{648000}{25 \times 1265 \times 0.857} = 24 \text{ cm}^2.$$

Ø 5/8 a cada 8 y 16 cm.

$$As (+) = \frac{490,000}{25 \times 1265 \times 0.857} = 18 \text{ cm}^2.$$

Ø 5/8 a cada 11 cm.

Losa tipo 2.

Sentido corto.

$$M, \text{ negativo} = 0.055 \times 5280 \times 5^2 = 7250 \text{ kg. cm.}$$

$$M, \text{ positivo} = 0.041 \times 5280 \times 5^2 = 5400 \text{ kg. cm.}$$

Como vemos que los momentos producidos por la losa del tipo 1, son mayores que los producidos por la losa del tipo # 2, lo que me indica que la sección que obligada por la # 1.

Revisión por adherencia

$$S_o = \frac{13200}{25 \times 0.857 \times 10.5} = 59 \text{ cm.}$$

$$A_s = 26.5 \text{ cm}^2$$

Ø de 5/8" c.a.c. 7.5 y 15 cm.

$$13.2 \text{ Ø} \times 5 = 66.0 \text{ cm. mayor de } 59 \text{ cm.}$$

Luego queda comprobado que la losa obtenida por momento está también correcta al esfuerzo de adherencia, por lo que hacemos todas las losas, o sean los tres tipos iguales.

Cálculo de las trabes de Cimentación.

Viga E₀ - E₁ E₁ - E₂ E₅ - E₆

$$5 \times 2.50 \times 1/2 \times 6000 = 22\ 500 \text{ kg.}$$

Como la carga es triangular se aumenta en 1/3 el peso.

$$22\ 500 \times 4/3 = 30\ 000 \text{ kg.}$$

Considerando un momento de empotramiento Pl 2/10

$$M = \frac{30000 \times 5}{10} = 15\ 000 \text{ kg. m.}$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{1\ 500\ 000}{17.47 \times 30}} = 54.5 \text{ cm.}$$

$$H = 60 \text{ cm.}$$

$$k = 0.429, \quad j = 0.857, \quad K = 17.47$$

$$A_s = \frac{1\ 500\ 000}{1205 \times 51.5 \times 0.857} = 27\ \text{cm}^2.$$

$$\text{Vigas } D_0 - D_1, D_1 - D_2 \dots D_5 - D_6.$$

$$5 \times 2.5 \times 2 \times 1/2 \times 5000 = 15\ 000\ \text{kg.}$$

$$15000 \times 4/3 = 60\ 000\ \text{kg.}$$

$$M = 30\ 000\ \text{kg m.}$$

$$d = 75.2\ \text{cm.}$$

$$h = 80.00\ \text{cm.}$$

$$A_s = 36.7\ \text{cm}^2. \quad 8\ \phi \text{ de } 7/8''.$$

Revisión por la fuerza cortante.

$$d = \frac{V}{b \cdot j \cdot v.}$$

$$v = 210 \times 0.06 = 12.6\ \text{kg/cm}^2.$$

$$d = \frac{22\ 500}{30 \times 0.857 \times 12.6} = 70\ \text{cm.}$$

El resultado anterior me indica que si está correcta la sección a la fuerza cortante, lo único que hay que reforzar la sección para la tensión diagonal.

$$v' = 12.6 - 6.3 = 6.3\ \text{kg/cm}^2.$$

$$z = 1.25\ \text{m.}$$

$$E = 0.5 \times 125 \times 6.3 \times 30 = 9\ 150\ \text{kg.}$$

usando estribos de 3/8 en dos ramas.

$$9\ 150 : 1600 = 5.7 = 6\ \text{estribos.}$$

Utilizando el diagrama uno de libro de concreto del Ing. A. -- Muñoz, se tiene que los estribos se colocarán en forma Sig.

$$8, 19, 35, 46, 67, 110 \text{ y el resto de la viga c.a.c. } 35\ \text{cm.}$$

Revisión por esfuerzo de adherencia.

$$S_o = \frac{30000}{75 \times 0.857 \times 10.5} = 42.5\ \text{cm.}$$

8 ϕ de 7/8" tienen 56 cm que es mayor que el requerido para la adherencia.

Vigas A - B, - B - C, B - E

$$\frac{6.10 + 1.10}{2} \times \frac{2.50}{2} \times 6000 = 27000 \text{ kg.}$$

$$27000 \times \frac{4}{3} = 36000 \text{ kg.}$$

$$M = 22000 \text{ kg. m.}$$

$$d = 61 \text{ cm.}$$

$$h = 65 \text{ cm.}$$

$$v = 8.6 \text{ kg cm}^2$$

$$v' = 12.6 - 6.3 = 2.3 \text{ kg cm}^2$$

$$A_s = 34.5 \text{ cm}^2$$

$$7 \text{ } \phi \text{ 1"}$$

Estribos.

$$z = 3.05 \times \frac{2.3}{8.6} = 82 \text{ cm.}$$

$$E = 0.5 \times 82 \times 30 \times 2.3 = 2850 \text{ kg.}$$

Usando estribos de 3/8" en dos ramas se tiene:

$$2850 : 1600 = a 2 \text{ estribos.}$$

Se colocarán los estribos a 10, 20 y el resto de la viga 30 cm.

Vigas A₁ - B₁, B₁ - C₁,..... D₁ - E₁

$$\frac{6.10 + 1.10}{2} \times 2.5 \times 6000 = 54,000 \text{ kg.}$$

$$54,000 \times \frac{4}{3} = 72,000 \text{ kg.}$$

$$M = 14,000 \text{ kg. m.}$$

$$d = 84 \text{ cm.}$$

$$h = 90 \text{ cm.}$$

$$A_s = 48.5 \text{ cm}^2$$

$$v' = 12.6 - 6.3 = 6.3 \text{ kg. cm}^2$$

$$z = 3.5 \times \frac{6.3}{12.6} = 152 \text{ cm.}$$

$$E = 0.5 \times 152 \times 30 \times 6.3 = 14,400 \text{ kg.}$$

o sean 9 estribos de $3/8''$ en dos ramas, que se colocarán - a 3, 12, 32, 32, 44, 58, 72, 90, 120 y los restantes a 40 cm.

Socuela de ejecución de manera de no perturbar las colindantes.

Una de las formas a seguir para la ejecución de la excavación - de los 3.50 m., que resultarán al hacer el estudio de la cimentación por substitución sin perturbar las colindantes, es retener los muros colindantes así como sus cimentaciones ya que éstos - últimos alcanzan máximo, una profundidad de 1.00 a 150 metros, - en vista de que son construcciones viejas y de dos o tres pisos. Para la retención de estos muros se puede tablestacar los líndereos de la obra, este tablestacado debe de calcularse para el empuje de tierra a la profundidad de excavación, evitando así que los colindantes puedan desmoronarse.

Pero este sistema resulta muy caro, debido a que los tablonos - que se utilizan para su ejecución es muy difícil secarlos, una- vez colados, la cimentación y las columnas del sótano.

Una forma en que se puede aprovechar el tablestacado, es el incar viguetas de fierro que servirán de apoyo para el muro de retensión, reduciendo de esta forma considerablemente el espesor del muro de retención.

Las viguetas se incarán en el terreno, a una profundidad tal, - considerándolas éstas, como si fueran a trabajar en cantiliber, pero con coeficiente de seguridad muy bajo, ya que una vez colada la primera trabe del sótano, ésta vigueta trabajará como do-

blemente apoyada, aumentando así el factor de seguridad en vista de que estará menos fatigada.

Una vez incadas las viguetas al rededor de la obra, la excavación se hará por partes, por ejemplo, se excavará un metro y se colocará el muro de retención en este metro excavando, este muro, no es más que una losa común, apoyado en dos extremos, cuyos apoyos son las viguetas incadas, y así se volverá a excavar otro metro, hasta llegar a la profundidad requerida.

La sección de las viguetas, es un dato que queda íntimamente ligado con la separación que se quiera dar entre una vigueta y otra.

Una separación conveniente podría ser por ejemplo, 2.00 metros, con este dato 2.00 metros se calculará al área tributaria del muro sobre dicha vigueta, así como el empuje de tierras que obrará sobre la misma, y considerando ésta trabajando como en cantiliber, con bajas coeficientes de seguridad, debido a que estará trabajando durante un lapso de tiempo durante un lapso de tiempo muy corto en esa condición, y en último de los casos, si llegase a fallar, siempre hay manera de apuntalar las viguetas dentro de la obra, o anclar las sobre la banqueta, como lo indica la figura, ya que en definitiva estafá trabajando como doblemente apoyadas.

Cálculo de las estacas. (Viguetas).

Si consideramos para el empuje de tierras, $\phi = 33^{\circ} 44'$, para el ángulo de reposo y $W = 1600 \text{ kg. m}^2$, y $H = 3.50 \text{ m.}$

Por la fórmula de Rankin:

$$E = \frac{W H^2}{2} \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi}$$

$$E = 229 \times (3.5)^2 = 2,800 \text{ kg.}$$

Que es el empuje unitario por 1 metro de ancho.

Considerando viguetas de 8", S = 233

$$F_s = \frac{M}{S} = \frac{2,800 \times 3.5}{233 \times 3} = 1,400 \text{ kg/cm}^2.$$

Como ya dije anteriormente, que se puede fatigar el acero de las viguetas hasta el punto de deformación, voy a considerar un valor de $2,000 \text{ kg/cm}^2$, para F_s , obteniéndose así una separación de 1.40 m. entre cada vigueta.

PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO DE LAS VIGUETAS.

De la figura que a continuación se ilustra, se tiene:

$$F = 0.5 \times 3,000 \times L = 1,500 L.$$

$$1,500 L \times \frac{L}{3} = M = \frac{WL}{3} = 3,270 \text{ kg.m.}$$

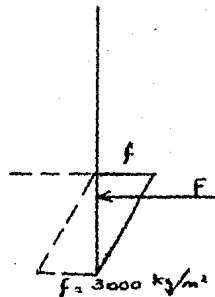
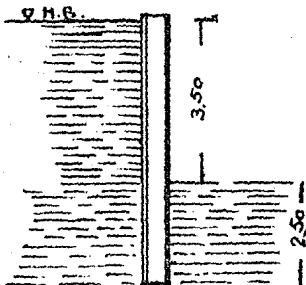
$$L^2 = 6.5 \text{ m}^2.$$

$$L = 2.55 \text{ m.}$$

Debido a que las viguetas tienen una longitud standar de 12 m., la mitad serían 6 m.

$$3.5 + 2.55 = 6.05 \text{ m.}$$

Para no desperdiciar material al recortar las viguetas, acepto una profundidad de empotramiento de 2.50 en lugar de 2.55 m.



CAPTULO IV.

Proporcionamiento de los materiales en las mezclas, para obtener la resistencia de 140 y 210 kg. sobre centímetro cuadrado.

Con la aparición de la teoría del Dr. D. A. Abrams, fué posible para los proyectistas, conocer de antemano la resistencia del concreto, para el diseño de sus estructuras.

La teoría del Dr. D. A. Abrams, se expresa en la forma siguiente: La resistencia del concreto queda determinada por la relación de volumen de agua de la mezcla, al volumen de cemento -- empleado, para materiales dados y siempre que se obtengan mezclas plásticas y manejables. La explicación de lo anterior es que la cantidad de agua interviene en la mezcla es un factor de importancia, es que, se aumenta por ejemplo la cantidad de agua para una cantidad de cemento determinada, siendo el cemento un material de composición química definida, éste reaccionará con el agua tomando únicamente la cantidad necesaria para dicha reacción y el sobrante se evapora dejando el concreto poroso, lo que lo hará menos resistente.

Proporcionamiento del concreto de 140 kg/cm².

Materiales.

Densidad del cemento 3.10

Densidad de la arena 2.5

Humedad de la arena. 4 %

Densidad de la grava de 1" de diámetro 2.6

Humedad de la grava 2 %

Utilizando la gráfica del Dr. Abrams, para una resistencia de -

140 kg/cm², se requiere 33 litros de agua por un saco de 50 kg. de cemento.

Suponiendo 300 kg. de cemento por m³ de concreto, o sea para cada saco de 50 kg. de cemento se tendrá 165 litros de mezcla, ocupando esos 165 litros los 50 kg. de cemento, los 33 litros de agua y los restantes deberán llenarse por los agregados.

El volúmen absoluto del cemento es de: $50 \div 3.10 = 16.10$ lt.

El volúmen de la lechada es de $16.10 \div 33 = 49.10$ lt.

El volúmen absoluto de los agregados es: $165 - 49.10 = 115.90$ lt.

En laboratorio de concreto de la Comisión Nacional de Irrigación, recomiendan el uso de 34 % de arena y el 66 % de grava para los agregados,

Arena : $115.90 \times 0.34 = 39.3$ lt.

Grava : $115.90 \times 66 = 76.6$ lt.

En las obras no es posible dar las medidas en litros, sino lo que se acostumbra dar éstos por peso, por lo que convirtiendo las cantidades anteriores de litros a kilos se tiene:

Cantidades en peso:

Arena: $39.3 \times 2.5 = 98$ kg.

Grava: $76.6 \times 2.6 = 198$ kg.

Agua : = 33 Kg.

Cemento: 1 saco = 50 kg.

Tanto el agua como el cemento es fácil de determinarse la cantidad en la obra, mientras que la arena y la grava nó, para esto se hacen unos cubos de madera de una dimensión que sea fácil transportar entre dos obreros, se pesa ésta, varias veces, indicando el límite a donde debe llenarse:

Proporcionamiento del concreto de 210 kg/cm².

Como en el caso anterior, obtengo de la tabla del Dr. Abrams: Para un saco de cemento de 50 kg., o sean 16.10 litros se necesitan 27 lt. de agua; el volúmen de la lechada es de :-----

$$27 + 16.10 = 43.10 \text{ litros.}$$

Suponiendo 400 kg. de cemento por 1 m³. de concreto, o sean, - 8 sacos de cemento. Cada saco de cemento ocupará con el agua, - la octava parte del m³., o sean 125 lt.

El volúmen de los agregados será $125 - 43.10 = 81.90 \text{ lt.}$

Siguiendo la secuela del estudio anterior se tiene:

$$\text{Arena: } 81.90 \times 0.34 = 27.85 \text{ lt.}$$

$$\text{Grava: } 81.90 \times 0.66 = 54.05 \text{ lt.}$$

$$\text{Arena: } 27.85 \times 2.5 = 69.65 \text{ kg.}$$

$$\text{Grava: } 54.05 \times 2.6 = 140.50 \text{ kg.}$$

$$\text{Agua: } \quad \quad \quad 27.00 \text{ kg.}$$

$$\text{Cemento: } \quad \quad \quad 50.00 \text{ kg.}$$

Tanto en el primer caso con en el segundo, hay que revisar la mezcla por su revenimiento, que debe de ser de 10 cm.; éste puede diferirse debido a que los agregados pueden tener la humedad considerada o bien menos, para eso, en toda obra se deben de hacer las pruebas de revenimiento.

La prueba de Revenimiento, consiste en medir el hundimiento -- que sufre un cono de concreto fresco al retirarle el apoyo, esta prueba se hace en un tronco-cónico de 10 cm. de base superior, 20 cm. de base inferior y 30 cm. de altura. Se coloca el molde sobre una base horizontal y se llena éste en tres capas de igual espesor, de la mezcla en que se desea conocer su plag

ticidad, cada capa se pica con una varilla de $5/8$ " 25 veces - para apisonar la mezcla. Se saca cuidadosamente el molde hacia arriba, la revoltura se ensancha sobre la superficie de descanso ya que queda sin apoyo lateral, se mide la altura de la mezcla y la diferencia en centímetros entre la original que es de 30 cm. y la final es el revenimiento. En las mezclas más usuales, tales como para losa, trabes, muros, etc., se recomienda un revenimiento de 10, obteniendo así una mezcla plástica y de fácil manejo.

ESTIMACION DE LAS CANTIDADES DE TRABAJO

OBRA... URUGUAY Y NINE CHANGES.

NUM... 2

FECHA... JUNIO DE 1951.

| PARTIDA | ESPECIFICACION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNIT. | IMPORTE |
|---------|--|----------------|---------------|--------------|-----------|
| | ALBANI | | | | |
| A1 | Alpicas de Terreno | M ² | 732 | 1.50 | 1,098.00 |
| A2 | Excavación. a) tierra. | M ³ | 2572 | 2.50 | 6,505.00 |
| | b) bombas | Lts | | | 2,750.00 |
| A3 | Acarreo de tierras | M ³ | 3300 | 3.50 | 11,760.00 |
| A4 | Drenaje perdido, bajo contra trabes $\frac{1}{2}$ cm | M | 212000 | 14.00 | 3,000.00 |
| A5 | Molde de tabique para las contra trabes | M ² | 578.00 | 13.00 | 7,514.00 |
| A6 | Apizonado y p. de tabique | M ² | 732.00 | 3.75 | 2,678.00 |
| A7 | Impermeabilización. Muros laterales y piso | M ² | 1605.00 | 9.25 | 15,000.00 |
| A8 | Estacas 1 de 3' | M | 462.00 | 34.00 | 27,708.00 |
| A9 | Incudo de viguetas. | Pza. | 77.00 | 15.00 | 1,155.00 |
| A10 | Muros de tabique. | M ² | | | |
| | Baños | | (5+6)20=280 | | |
| | Lat. | | (30+24.4)6x5 | | 390.00 |
| | comercios | | (30+24.4)8 | | 438.00 |
| | Div. Baños. | | (5+3)20 | | 200.00 |
| | Cubo escalera. | | 5x26-1x5x8 | | 104.00 |
| | Cubo de elev. | | 5x26+3x2x3 | | 178.00 |
| | Cubo azotea. | | 5+7)2x3 | | 66.00 |
| | Pasillo. | | 10.5x5 | | 90.00 |
| A11 | Pretil de tabique | | 30+24.4)2x0.7 | | 76.5 |
| A12 | Castillos de concreto. | | | | |
| | Lat. | | (30+24.4)8 | | 438.00 |
| | Pasillos baño. | | (6x5)+(3x2) | | 316.00 |
| | Baños. | | (6+5+5+3)8 | | 152.00 |
| | Cubo de luz. | | (6+5)8 | | 80.00 |

Ing. Enc. de la Obra

ESTIMACION DE LAS CANTIDADES DE TRABAJO

OBRA.....URUGUAY Y PINO SUAREZ.....

NUM.....2.....

FECHA.....JUNIO DE 1951.....

| PARTIDA | T R A B A J O | | | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNIT. | IMPORTE |
|---------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|----------|--------------|----------|
| | ESPECIFICACION | LUGAR O DESTINO | DIMENSIONES | | | | |
| A12 | Cerramiento. | Cubo elevador. | 11x8 | M | 88.00 | | |
| | | Pasillos . | 18.30 | | 15.30 | 6.00 | 91.80 |
| A13 | Estructura de | N-7 Trabes. | 30x5x.3x.5 | | 22.50 | | |
| | concreto, inclu | | 24.4x7x.3x.6 | | 39.80 | | |
| | yendo cimbra, - | N-6 y N-5 | 24.4x5x2x.3x.55 | | 66.50 | | |
| | forjado, armado | | 30x5x2x.3x65 | | 49.50 | | |
| | colado y descin | M1, y N-3 | 30x5x2x.3x55 | | 49.50 | | |
| | brado. | | 24x7x3x.7 | | 71.50 | | |
| | | N-2, 1, PB. | 30x5x3x.3x55 | | 74.50 | | |
| | | | 24x7x3x.3x.65 | | 100.00 | | |
| | | Sótano. | 30x5x3x.6 | | 27.00 | | |
| | | Total de trabes | | M ³ | 522.60 | 515.00 | 269,900. |
| | | N-7 columnas | 5x7x3x.25x.25 | | 6.55 | | |
| | | N-6 y 5 | 5x7x6x.25x.35 | | 25.70 | | |
| | | N-4 y 3 | 5x7x6x.45x.45 | | 42.50 | | |
| | | N-2 | 5x7x3x.50x.50 | | 26.25 | | |
| | | N-1 | 5x7x3x.60x.60 | | 37.75 | | |
| | | N- P.B. | 5x7x5x.75x.75 | | 97.25 | | |
| | | N- S. | 5x7x3x.75x.75 | | 58.00 | | |
| | | Total de Col. | | M ³ | 294.00 | 515 | 152,100. |
| | | Losas de con- | | | | | |
| | | creto del N-7 | | | | | |
| | | al No 0 | 702 x 8 | M ² | 5616.00 | 54.2 | 30,600. |
| | | Losa P.B. | | M ² | 702.00 | 71.0 | 5,000. |
| | | Losa de escal | 3 x 1 x 2 x 8 | M ² | 48.00 | | |
| | | era | 3.5x.2 x 8 | M ² | 104.00 | 490.00 | 5,100. |
| | | Trabea secund. | 9x4x30x.15x.25 | M ³ | 40.50 | 515.00 | 2,080. |
| | | Marquesina | 54.40 x 1.50 | M ² | 80.00 | 51.50 | 4,150. |
| A14 | Estructura de | Losa de cimbr | 732 x 0.25 | M ³ | 183.00 | 500.00 | 91,200. |
| | concreto en la | Contratrabes | 30x5x.30x.60 | M ³ | 27.00 | 500.00 | 13,500. |
| | Cimentación | | 24.4x7x.3x.6 | M ³ | 30.60 | 515.00 | 15,700. |

Ins. Enc. de la Obs

ESTIMACION DE LAS CANTIDADES DE TRABAJO

OBRA URGUAY Y PISO SUAREZ.

NUM. 3

FECHA JUNIO DE 1951.

| PARTIDA | T R A B A J O | | | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNIT. | IMPORTE |
|---------|---|----------------------------|---------------|----------------|----------|--------------|----------|
| | ESPECIFICACION | LUGAR O DESTINO | DIMENSIONES | | | | |
| | | M. de retención | 60x10x3.50 | M ² | 21.00 | | |
| A15 | Piso de loseta asfáltica en - todas plantas | | 28.8x.10x3.50 | | 17.10 | 500. | 15,000. |
| A16 | Piso mosaico - | Planta baja | 702x7 | M ² | 4920.00 | 40. | 197,000. |
| A17 | Terrado azotea | | 732 | M ² | | 25. | 17,500. |
| A18 | Fachada revesti- miento de can- ta natural. | Cerramientos. | 54.4x9x0.7 | M ² | 345.00 | | |
| | | columnas. | 26x12x0.65 | M ² | 203.00 | 70.00 | 37,500. |
| | | Repizones. | 54.4x8 | M | 435.20 | 25.00 | 10,000. |
| | | Tapa marquesina | | M | 54.40 | 38.00 | 1,630. |
| | | Rodapie y esp. | | M | 54.40 | 30.00 | 1,630. |
| | | Caja de cantera. | | M | 54.40 | 30.00 | 1,630. |
| A19 | Piso de sótano | | 732 | M ² | 732.00 | 4.25 | 3,100. |
| A20 | Banqueta de ce- mento | | 54.4x2.50 | M ² | 136.00 | 14.00 | 1,900. |
| A21 | Lambrín de azul lejo en baños | | 20+12+6(8) | M ² | 488.00 | 75.00 | 36,600. |
| A22 | Escaleras gran- to | Escalones | 6x26 | pza | 156. | 50.00 | 7,800. |
| | | Mopetas | 16x3x1 | M ² | 48.00 | 60.00 | 2,880. |
| | | Tapa pasamanos | 6x8 | M | 48.00 | 25.00 | 1,200. |
| | | Zoclo | 3"x8 | M | 240.00 | 20.00 | 4,800. |
| A23 | Chafalanes. | | | M | 109.00 | 1.50 | 164. |
| A24 | Lambrín de can- tera, entrada | | 18x2x2 | M ² | 72.00 | 100.00 | 7,200. |
| A25 | Lambrín mosaico | Escaleras y pa- sillos. | 17x7x2 | M ² | 238.00 | 20.00 | 4,760. |
| A26 | Escalera sótano | | | pza | | | 500. |

ESTIMACION DE LAS CANTIDADES DE TRABAJO

OBRA URUGUAY Y PISO SUAREZ.

NUM. 4

FECHA JUNIO DE 1951

| PARTIDA | TRABAJO | | | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNIT. | IMPORTE |
|--|--------------------------------|----------------------|-------------|--------|----------|--------------|---------|
| | ESPECIFICACION | LUGAR O DESTINO | DIMENSIONES | | | | |
| O B R A S - S A N I T A R I A S . | | | | | | | |
| S-1 | Fierro fundido de 8" | Albañal. | | M | 85.00 | 35.00 | 2,975. |
| S-2 | Registros | | | pza | 17. | 40.00 | 680. |
| S-3 | Coladeras. | | | pza | 3 | 15.00 | 45. |
| S-4 | Bajadas de 8" | Aguas plu. y negras. | 26x2 | M | 52.00 | 50.00 | 2,600. |
| S-5 | Tanque lañador | | | pza | 1. | 130.00 | 130. |
| S-6 | Tinacos | Almacenamiento | 1100 lt. | pza | 3 | 220.00 | 660. |
| S-7 | Tubería, conex. | | | lot | | | 10,000. |
| S-8 | M.C. con flux. | | 6x8 | pza | 48 | 250.00 | 12,000. |
| S-9 | Lavabos porcelana | | 4 x8 | pza | 32 | 125.00 | 4,000. |
| S-10 | Accesorios | | | lot. | | | 1,000. |
| S-11 | Colocación muebles | | | pza. | 80 | 20.00 | 1,600. |
| S-12 | Tanque almacenamiento y bombg. | | | lot. | | | 10,000. |
| I N S T A L A C I O N - E L E C T R I C A . | | | | | | | |
| I-1 | Centros con sus apagadoras | | 26x8 | sal. | 200 | 80.00 | 16,500. |
| I-2 | Inst. contactos | | 22+23x7 | sal. | 183 | 60.00 | 11,000. |
| I-3 | Inst. timbros | | | sal. | 2 | 60.00 | 120. |
| I-4 | Inst. teléfonos | | 5x8 | sal. | 40 | 30.00 | 1,200. |
| I-5 | Inst. fuerza | | | lot. | | | 500. |
| I-6 | Inst. marquezina | | | pza. | 9 | 110.00 | 990. |
| I-7 | Inst. bomba elev. | | | lot. | | | 1,000. |
| C A R P I N T E R I A . | | | | | | | |
| O-1 | Puertas inter. | Baños | 3x8+2 | pza. | 26. | 100.00 | 2,600. |
| O-2 | Puertas, closet | Conserje | | pza. | 8 | 80.00 | 640. |
| O-3 | Puertas sanitario | | | pza. | 48 | 75.00 | 3,600. |
| O-4 | Repiza conserje | | | pza. | 1 | | 300. |

ESTIMACION DE LAS CANTIDADES DE TRABAJO

OBRA... URUGUAY Y PIHO SUAREZ

NUM. 5

FECHA... JUNIO DE 1951

| PARTIDA | T R A B A J O | | | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNIT. | IMPORTE |
|------------------------|-------------------------------|-----------------|---------------|----------------|----------|--------------|---------|
| | ESPECIFICACION | LUGAR O DESTINO | DIMENSIONES | | | | |
| H E R R E R I A | | | | | | | |
| H-1 | Puerta entrada | Principal | | Pza. | 1 | | 2,000. |
| H-2 | Puertas móv. | | | Pza. | 3 | 150 | 450. |
| H-3 | Ventanas | Tubulares | 50 x 1.40 | M ² | 70. | 100 | 7,000. |
| H-4 | Ventanas | Cubo de luz | 2 x 1,2 x 8 | M ² | 19.2 | 40 | 775. |
| H-5 | Ventanas | Cubo escaleras | 4.5 x 1.2 x 7 | M ² | 37.6 | 40 | 1,510. |
| H-6 | Cortinas | Comercios | 5 x 3 | Pza. | 5 | 1500 | 7,500. |
| H-7 | Cortinas | Comercios | 6 x 3 | Pza. | 4 | 1800 | 7,200. |
| H-8 | Postigos | Cortinas | | Pza. | 9 | 300 | 2,700. |
| Y E S T R I A | | | | | | | |
| Y-1 | Aplanados de muros a regla | Planta baja | 54.4 x 5 | M ² | 272 | | |
| | | | 33 x 5 | | 165 | | |
| | | | 20 x 2 x 5 | | 200 | | |
| | | Planta tipo | 54.4 x 3 x 7 | | 1144 | | |
| | | | 33 x 3 x 7 | | 693 | | |
| | | | 54.4 x 1 x 7 | | 371 | 5.0 | 11,210. |
| Y-2 | Aplanado de plafones | Planta tipo | 30 x 24.4 x 8 | | 5856 | 5.0 | 29,300. |
| Y-3 | Aplanado de trabes | Planta tipo | (60+25) x 8 | M ² | 1600 | 6.0 | 9,600. |
| | | | (97+18) x 8 | | | | |
| Y-4 | Apla. de Colum. | | 15 x 26 | M | 390 | 10.0 | 3,900. |
| Y-5 | Cornisa L.I. | Entada | | M | 40 | 60.0 | 2,400. |
| P I N T U R A | | | | | | | |
| P-1 | Pintura al temp. | Muros y Plaf. | | M ² | 8462 | 1.5 | 12,800. |
| P-2 | Pintura al temp. | Trabes y Col. | | M | 2000 | 2.0 | 4,000. |
| | | Cornisa | | M | 40 | 10.0 | 400. |
| P-3 | Pintura de f.f. | | | Lot. | | | 1,000. |
| P-4 | Pintura herrería | | | Lot. | | | 1,000. |
| P-5 | Pintura de puertas y detalles | | | Lot. | | | 2,000. |

Ing. Enc. de la Obra

ESTIMACION DE LAS CANTIDADES DE TRABAJO

OBRA: HARWAY Y PISO STANBY.

NUM. DE ...

FECHA: JUNIO DE 1961

| PARTIDA | DESCRIPCION | | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNIT. | IMPORTE |
|-------------------|-------------------|-------------|----------------|----------|----------------------|-----------|
| | INDICACIONES | DIMENSIONES | | | | |
| V-1 | Vidrios de piso | Ventanas | M ² | 521.40 | 20.00 | 10,428.00 |
| V-2 | Vidrios sencillos | | M ² | 12.00 | 10.00 | 120.00 |
| V-3 | Vidrio de gota | Puerta | M ² | 18.00 | 20.00 | 360.00 |
| CERRAJERIA | | | | | | |
| C-1 | Chapa puerta | Principal | Pza. | 1 | 200 | 200.00 |
| C-2 | Picaportes | | Pza. | 27 | 30 | 810.00 |
| DIVERSOS | | | | | | |
| D-1 | Planos y copias | | Lot. | | | 300.00 |
| D-2 | Licencias | | Lot. | | | 500.00 |
| D-3 | Conexion agua | | Lot. | | | 500.00 |
| D-4 | Drenaje | | Lot. | | | 100.00 |
| D-5 | Velador | 100 x 80 | Sm. | | | 8,000.00 |
| D-6 | Elevador | | Lote | | | 99,000.00 |
| | | | | | 1,382,185. | |
| Total | | | | | \$ 1,382,185. | |

Ing. Enc. de la Obra

CALENDARIO DE CONSTRUCCION.

El calendario de construcción es un programa de trabajo que debe ser proyectado antes de iniciarse cualquier obra, y en especial las obras de gran magnitud, tal como el edificio que está en estudio.

Las ventajas que ofrece este calendario son múltiples y todas ellas de gran importancia, a continuación voy a enumerar algunas de ellas:

1.-De los materiales:

Con la ayuda del calendario, se podrá saber con mucha aproximación la cantidad de materiales que se necesita para cada día, y así se pueden hacer los contratos necesarios, como por ejemplo en el caso de colado, se podrá precisar la cantidad de cemento necesaria por día, ya que ésta está en función de la capacidad de la mezcladora, evitando así tener que embodegar en la obra los materiales.

2.-De los obreros.

También por el calendario se fijará la cantidad de trabajo por desarrollar y por lo tanto queda determinada la cantidad de obreros, evitando que se estorben unos a los otros, ni que sean insuficientes, evitando que la obra dure más tiempo del proyectado.

En muchas ocasiones un calendario bien proyectado y ordenado, el Ing. puede reducir un buen porcentaje a los gastos de ejecución de la obra, así como un buen rendimiento de los jornales. Para poder formular dicho calendario, es necesario conocer de antemano las cantidades de obra que se desean ejecutar, y el -

rendimiento de un obrero por día.

Para las cantidades de obra hay que estudiar los volúmenes de éstos, tales como: excavación, cantidades de fierro, doblado de fierro, cantidad de cimbra, colados y otras partidas como yesería, pintura, etc.....

Incado de viguetas.

$$4.10 + 30 + 30 = 110 \text{ m.}$$

o sean 110 estacas.

Si el martillo incara 20 diarios, el tiempo que se requiere es de 6 días.

$$\text{Excavación} = 2.600 \text{ m}^3.$$

$$\text{Usando una pala de } 3/4 \text{ yarda}^3 = 0.55 \text{ m}^3.$$

Trabajando 12 horas diarias de un ciclo de 45 segundos,

$$\frac{60 \times 0.55 \times 12}{0.75} = 530 \text{ M}^3/\text{día.}$$

$$\frac{2600}{530} = 5 \text{ días.}$$

Un día para armar y otro día para desarmar la pala : $5 + 2 = 7$ días.

Colado del muro de retención.

En caso de que se esxcavara con pico, pala y Yundi, entonces se puede ir colando el muro de retención a medida que se vá -- avanzando la excavación; pero si ésta se hace con pala mecánica, entonces el colado del muro llevará tiempo adicional, ya que la excavación se hace más rápida que el colado, o sean 10-días.

Apisonado con ladrillo.

1 peón acarrea de 5 a 10 m³/día.

Si el apisonado es de 10 cm.

$$732 \times .10 = 73.2 \text{ m}^3$$

Con 10 peones; durante 1 día.

$$7 \times 10 = 70 \text{ m}^3$$

Si cada peón apisona 5 m por día ; se necesitarán 10 peones durante dos días.

Colocación de fierro de la cimentación.

Como es fierro de diámetro grueso, un obrero coloca 25 kg. por hora; o sean 400 kg. por jornada de 8 hs.

Fierro de las trabes.

$$30 \times 5 \times 8\frac{7}{8} = 3,600 \text{ kg.}$$

$$24.10 \times 7 \times 8\frac{7}{8} = 4,050 \text{ kg.}$$

Estribos.

$$150 + 168 = 318 \text{ m.}$$

$$318 \times 4 \times 1.25 = 1,700 \text{ kg.}$$

Fierro en losa.

$$732 \times 14 = \underline{10,250} \text{ kg.}$$

$$\text{Total} \quad 19,600 \text{ kg.}$$

$$19,600 : 400 = 50 \text{ días/obreros.}$$

$$50 : 10 = 5 \text{ días con 10 obreros.}$$

Para la obtención de la gráfica, es necesario analizar las cantidades de obra, así como la capacidad de un obrero en cada jornada, siguiendo la secuela del que se ha hecho anteriormente, tal como el incado de viguetas, apisonado y colocación del fierro, etc., problema que es sumamente largo, el cual evitaré para facilitar este trabajo, y la gráfica la construiré con número de días supuestos y servirán únicamente para indicar el método del uso de la gráfica.