

**Universidad Nacional Autónoma de México**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**DESCARTE**

**ESTRUCTURA PARA UN SANATORIO**

**T E S I S**

**que para obtener el título de**

**I N G E N I E R O   C I V I L**

**presenta**

**JAVIER ROBLES GOMEZ**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**

**Tesis Digitales**

**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**

**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

Con todo respeto para mi abuelito,  
SR. FLORENTINO ROBLES J.

Con todo afecto a mis hermanas:  
EVA Y  
ELIA.

## GRATITUD

Sirva el presente trabajo como -  
testimonio perdurable de agradecimiento a mis pa--  
dres Sr. José Humberto Robles Jiménez y Sra. Ra--  
faela Gómez de R. quienes con su ayuda, abnegación  
y ejemplo, hicieron posibles mis estudios.

Además de las referencias, justo  
considero mencionar a mis maestros a quienes indu-  
dablemente debo mi formación profesional, así como  
a mi director de tesis.

J. R. G.

México D. F., 1973



FACULTAD DE INGENIERIA  
Exámenes Profesionales  
Núm.40- 74  
Exp.Núm.40/214.2/1.-

Universidad Nacional  
Autónoma de  
México

Al Pasante señor Javier ROBLES GOMEZ  
P r e s e n t e

En atención a su solicitud re -  
lativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema  
que aprobado por esta Dirección propuso el profesor Ingeniero  
Claudio K Merrfield C., para que lo desarrolle como tesis en su  
examen profesional de Ingeniero CIVIL .

#### ESTRUCTURA PARA UN SANATORIO

"En la calle de Te -  
huantepec No. 139 de esta ciudad, se pretende construir  
un edificio destinado a Sanatorio del cual ya se tiene  
elaborado y aprobado el proyecto arquitectónico el cual  
consta de sótano, planta baja y cuatro niveles.

Se propone para la  
realización de la tesis el análisis y diseño estructural  
del mismo, así como de su cimentación. Debiendo el pasante  
justificar los método de análisis que utilice."

Ruego a usted tomar debida nota  
de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profe -  
siones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo  
de seis meses como requisito indispensable para sustentar examen  
profesional; así como de la disposición de la Dirección General  
de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lu --  
gar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo  
realizado.

Muy atentamente,  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México, D.F. 26 de Enero de 1971.  
EL DIRECTOR

Dr. Juan Casillas G. de L.

JCGL:MMO:eag

## CAPITULO I

### DESCRIPCION Y ESTRUCTURACION DEL EDIFICIO.

El presente trabajo tema de tesis tiene por objeto presentar el análisis y diseño de un edificio así como su cimentación. Dicho edificio será destinado para sanatorio siendo su ubicación la Avenida Tehuantepec número 139, colonia Roma Sur, Ciudad de México.

Las medidas del lote son: 15.00 x 37.80 dando una superficie de 567.00 M<sup>2</sup>, de los cuales serán construidos 289.50 M<sup>2</sup> (15.00x19.30) por planta; considerando todas las plantas la superficie total será de 2026.50 M<sup>2</sup> por construir.

El edificio constará de las siguientes plantas: planta semisotano, planta baja, cuatro plantas tipo y planta de azotea; alojando los siguientes servicios.

**PLANTA SEMISOTANO.-** Vestíbulo, vestidor enfermeras, botiquín, cocina, comedor empleados, -- sub-estación eléctrica y baños.

**PLANTA BAJA.-** Vestíbulo, sala de oficinas, consultorios, oficinas privadas, salas de exploración exterior, salas de espera y baños.

**PLANTAS TIPO 1, 2 y 3 .-** Vestibulos cuartos de recuperación, suites, salas de exploración interna y baños.

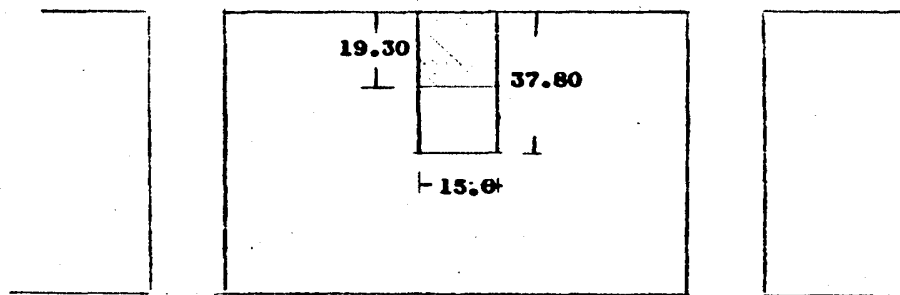
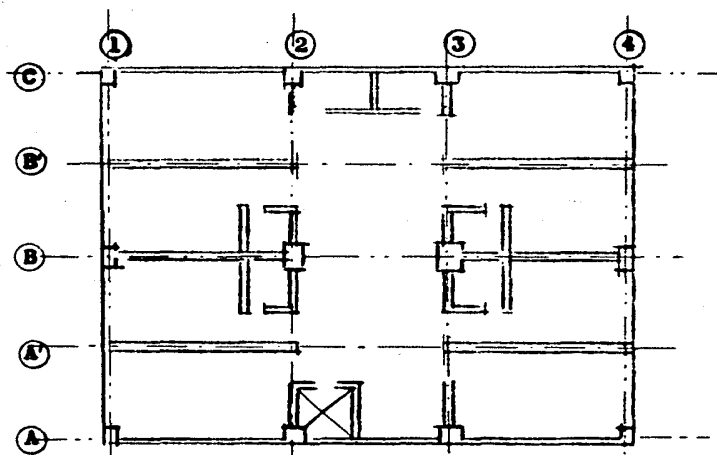
**PLANTA TIPO 4.-** Vestíbulos, vestidores de médicos, centrales de esterilización, salas de esterilización y equipo, salas de cirugía, sala de partos y baños.

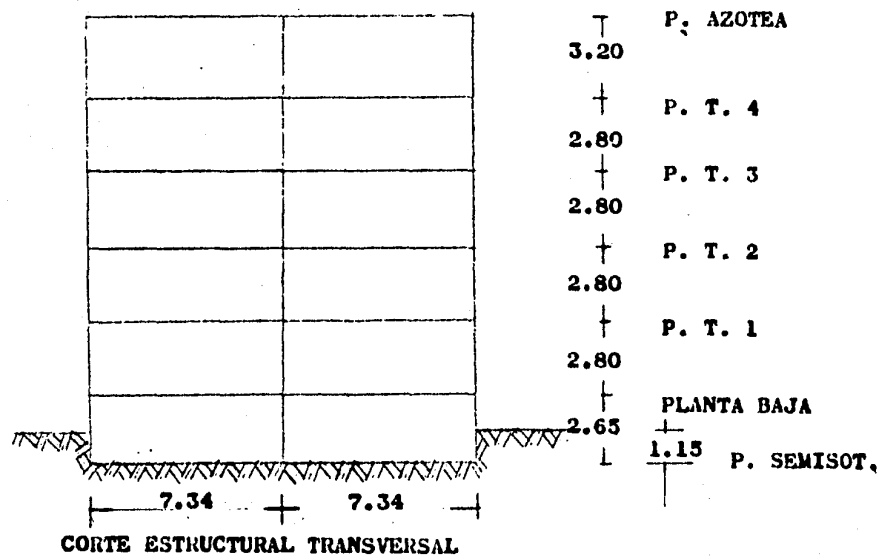
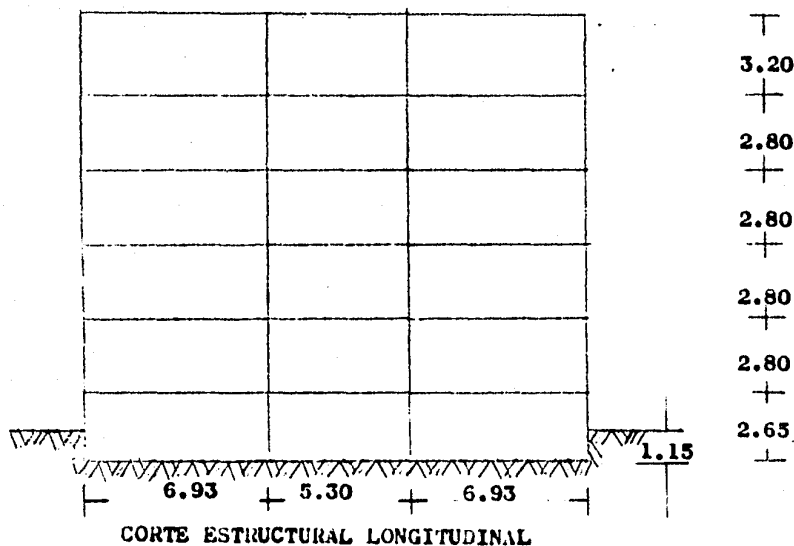
**PLANTA DE AZOTEA.-** Caseta de elevador, incinerador, zona de tinacos para agua.

En todos los niveles existen zonas destinadas para el elevador y las escaleras.

La estructuración esta hecha a base de losas -- traves y columnas de concreto armado.

A continuación muestro croquis de localización orientación y estructuración

**TEHUANTEPEC****PLANO DE LOCALIZACION****PLANTA TIPO, ARQUITECTONICA Y ESTRUCTURAL**



Una vez vista la estructuración general del edificio, procedo a valuar las cargas que gravitarán sobre la estructura, considerando para esto las especificaciones del Reglamento para construcciones en el Distrito Federal.

Veamos la siguiente definición:

**CARGAS MUERTAS.**— Son las cargas que actúan permanentemente en una construcción y deben considerarse como tales los pesos de los materiales y de las instalaciones, la reacción del suelo, empujes de tierra e hidrostáticos así como la subpresión.

**CARGAS MUERTAS EN AZOTEA:**

|                        |                    |
|------------------------|--------------------|
| Losa de 10 cm.         | 240.00 Kg/M2       |
| Relleno de tezontle    | 85.00 "            |
| Enladrillado y mortero | 72.00 "            |
|                        | <hr/> 397.00 Kg/M2 |

**CARGAS MUERTAS EN PLANTAS: SEMISOTANO, BAJA Y TIPO:**

|                   |                    |
|-------------------|--------------------|
| Losa de 10 cm.    | 240.00 Kg/M2       |
| Mozáico y mortero | 100.00 "           |
| Plafón            | 45.00 "            |
|                   | <hr/> 385.00 Kg/M2 |

Los acabados para pisos se han proyectado de mozáico, loseta asfáltica, alfombra en pasillos y salas y de cerámica en baños. El falso plafón será de yeso, celotex o acrílico.

También debemos considerar los pesos de muros exteriores y divisorios cuyos acabados llevarán: aplanados de yeso, acabados en plástico y pintura a excepción de los baños y cocina que llevarán azulejo. En las fachadas se colocará recubrimiento de granito.

**PESOS DE MUROS INTERIORES**

|                                           |                |
|-------------------------------------------|----------------|
| Block tabique ligero=1000Kg/M3x0.14x2.60= | 364 Kg/M       |
| Aplanado de yeso 1500 " 0.04x2.60=        | 156 "          |
|                                           | <hr/> 520 Kg/M |

## PESOS DE MUROS EN BAÑOS

Block tabique ligero=1000Kg/M3x0.14x2.60= 364 Kg/M  
 Peso de azulejo = 15Kg/M2x2.60 = 139 "  
 403 Kg/M

## PESOS DE MUROS EXTERIORES

Block tabique ligero=1000Kg/M3x0.14x2.60= 364 Kg/m  
 Aplanado de mezcla 1500 " x0.02x2.60= 78 "  
 Aplanado de yeso 1500 " x0.02x2.60= 78 "  
 520 Kg/M

## PESOS DE MUROS EN FACHADAS

Block tabique ligero=1000Kg/M3x0.14x2.60= 364 Kg/M  
 Recub. de granito 50Kg/M2x2.60 = 130 "  
 494 Kg/m

## PESO DE VENTANERIA

Estructura y vidrio 50 Kg/M2x2.60 = 130 Kg/M

Este análisis de pesos de muros fue hecho para una altura de entrepiso de 2.60 m correspondiente a las plantas tipo.

La carga viva la define el Reglamento de las Construcciones como:

**CARGAS VIVAS.**.- Son las cargas gravitacionales que obran en una construcción y no tienen carácter permanente, fijandonos los siguientes valores:

**CARGAS VIVAS EN AZOTEA:**

100 Kg/M2

**CARGAS VIVAS EN PLANTAS: SEMISOTANO, BAJA Y TIPO:**

200 Kg/M2

**CARGAS VIVAS EN PASILLOS, ESCALERAS Y VESTIBULOS:**

550 Kg/M2.

## CAPITULO II

### - ANALISIS PRELIMINAR

El análisis preliminar es uno de los pasos de mayor importancia en la secuela de cálculo de una estructura ya que por medio de él establecemos las dimensiones de los elementos que forman la estructura. Este primer análisis --- está restringido por varios factores entre los cuales podemos citar, los requerimientos arquitectónicos, también pueden ser por especificación del reglamento de las construcciones etc.

Para poder elegir el tipo de estructura conveniente a un edificio cualesquiera, es necesario tomar en -- cuenta varios factores de los cuales trataremos de analizar.

Normalmente se tienen limitaciones que fijan -- la posición de las columnas y simultaneamente los claros de -- las trabes; así como las distancias de los entrepisos nos dan las alturas de las columnas, limitandonos el grueso de entrepiso el peralte de las trabes, en algunos casos, la ubicación de los elementos nos limita también en cuanto a sus dimensiones y posición. En nuestro caso tenemos restricciones pura -- mente arquitectónicas consistentes en igualdad de secciones -- para columnas y trabes

#### DIMENSIONES Y MOMENTOS DE INERCIA TENTATIVOS EN LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Para calcular el momento de inercia tanto de -- las trabes como de las columnas, se supusieron las escuadrias de dichas piezas, ésta estimación de las secciones proviene -- de la experiencia buscando que la diferencia con las seccio-- nes definitivas determinadas por el cálculo sea mínima y evite así un nuevo proceso de cálculo.

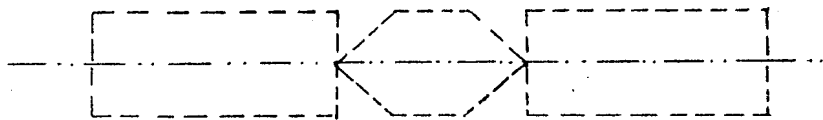
Sin embargo para dimensionar las trabes prin-- cipales parti de analizar una trabe secundaria, considerando que las áreas tributarias que les corresponde son similares -- en ambas trabes, así como también las cargas que sobre ellas gravitan.

A continuación muestro el proceso de cálculo - de la escuadría en trabes, considerando ántes los siguientes conceptos.

TRANSMISION DE CARGAS DE LOSAS A TRABES .- La solución de una losa perimetralmente apoyada con carga uniformemente repartida, requiere un estudio complicado ya que se trata de una estructura hiperestática; sin embargo en la práctica se usan varias soluciones sencillas que dan valores aproximados aceptables.

METODO DE DISTRIBUCION DE CARGAS PARA AREAS - DE INFLUENCIA.- Consiste en encontrar el área determinada por las bisectrices de los ángulos que forman las trabes y el eje de la trabe cuya carga se quiere determinar.

Cuando en un tablero la relación de lado mayor a lado menor es mayor o igual a 1.50 considero que el claro - corto absorbe integramente la carga.



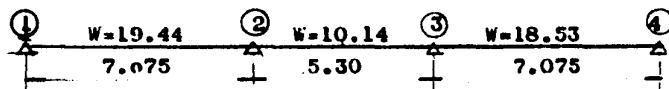
#### FORMA DE DISTRIBUCION DE AREAS TRIBUTARIAS EN LAS TRABES

Despues de distribuir las cargas en las trabes secundarias, vamos a hallar los momentos flexionantes y fuerzas cortantes en dichas trabes utilizando el método de - Hardy Cross y apegandonos a las siguientes hipótesis:

- 1.- Las trabes secundarias se consideran simplemente apoyadas en su intersección con las trabes principales.
- 2.- Los claros de cada tramo de trabe, esta definida por la distancia entre ejes de trabes principales.
- 3.- Se consideran y resuelven como vigas continuas
- 4.- El momento de inercia, se obtiene para la sección completa de la trabe, sin considerar el - Área de acero.

5.- La rigidez de las piezas, entre los tramos se obtiene con  $r = \frac{4EI}{L}$  o  $r = \frac{3EI}{L}$  según que los apoyos --- sean dos empotramientos o, un empotramiento y un apoyo simple respectivamente. En estos casos la rigidez la obtenemos en función de la longitud de los claros, ya que el módulo de elasticidad (E) - y el momento de inercia (I) son comunes, variando únicamente la longitud.

Para ilustrar esto, resuelvo la trabe secundaria  
 (A) correspondiente a las plantas tipo.



Cálculo de rigideces y factores de distribución

$$\text{Tramos } \overline{12} \text{ y } \overline{34} \quad r = \frac{3EI}{7.075} = 0.424 EI$$

$$\text{Tramo } \overline{23} \quad r = \frac{4EI}{5.30} = 0.755 EI$$

El factor de distribución se define como:

$$F.D. = \frac{F_i}{\sum F_i}$$

Factores de distribución en los apoyos 2 y 3:

$$F.D._{21} = F.D._{34} = \frac{0.424}{1.179} = 0.36$$

$$F.D._{23} = F.D._{32} = \frac{0.755}{1.179} = 0.64$$

Considerando las áreas tributarias y las cargas que sobre ellas gravitan obtengo las cargas W que son cargas totales; es decir paso de cargas en Ton/M<sup>2</sup> a cargas en Ton/M, y de estas a cargas en Ton considerando para ello la longitud de los claros.

Estoy considerando además, los pesos debidos a muros que son cargas concentradas, como cargas uniformemente repartidas en virtud de que el peso de ellos son decimos de -

tonelada y esto no pinta mucho al obtener los momentos de empotramiento y fuerzas cortantes en un cierto tramo.

Teniendo los tramos cargados vamos a obtener los momentos isostáticos, de empotramiento y los cortantes isostáticos resolviendo después por el método de H. Cross.

$$M_i \overline{12} = \frac{w l^2}{8} = \frac{W l}{8} = \frac{19.44 \times 7.075}{8} = 17.20$$

$$M_E \overline{21} = \frac{W l}{8} = \frac{19.44 \times 7.075}{8} = 17.20$$

(por estar apoyado simplemente en un lado y continuo en el otro)

$$V_i \overline{12} = \frac{w l}{2} = \frac{W}{2} = \frac{19.44}{2} = 9.72$$

De idéntica forma:

$$M_i \overline{23} = \frac{W l}{8} = \frac{10.14 \times 5.30}{8} = 6.74$$

$$M_E \overline{23} = M_E \overline{32} = \frac{W l}{12} = \frac{10.14 \times 5.30}{12} = 4.48$$

$$V_i \overline{23} = \frac{W}{2} = \frac{10.14}{2} = 5.07$$

$$M_i \overline{34} = \frac{W l}{8} = \frac{18.53 \times 7.075}{8} = 16.40$$

$$M_E \overline{34} = \frac{W l}{8} = \frac{18.53 \times 7.075}{8} = 16.40$$

$$V_i \overline{34} = \frac{W}{2} = \frac{18.53}{2} = 9.27 \text{ ton}$$

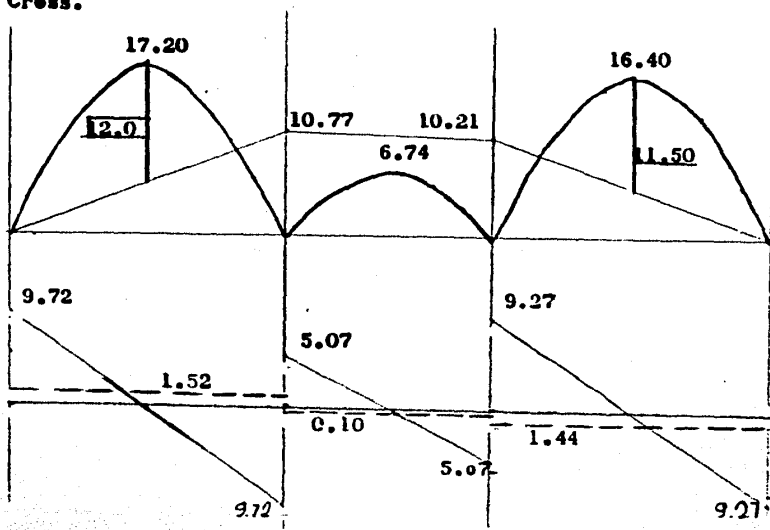
Vamos ahora a analizar la trabe secundaria - por el método de H. Cross.

TRADE SECUNDARIA (A') PLANTA TIPO

14

|          | ①            | ②            | ③            | ④      |
|----------|--------------|--------------|--------------|--------|
|          | $W' = 19.44$ | $W' = 10.14$ | $W' = 18.53$ |        |
|          | 7.075        | 5.30         | 7.075        |        |
| r        | 0.424        | 0.755        | 0.424        |        |
| $F_D$    | 0.36         | 0.64         | 0.64         | 0.36   |
| $M_E$    | -17.20       | +4.48        | -4.48        | +16.40 |
| $\phi_1$ | + 4.58       | +8.14        | -7.64        | - 4.28 |
| $T_1$    |              | -3.82        | +4.07        |        |
| $\phi_2$ | + 1.38       | +2.44        | -2.60        | - 1.47 |
| $T_2$    |              | -1.30        | +1.22        |        |
| $\phi_3$ | + 0.47       | +0.83        | -0.78        | - 0.44 |
| $M_F$    | -10.74       | +10.77       | -10.21       | +10.21 |
| $V_i$    | +9.72        | - 9.72       | + 5.07       | - 5.07 |
| $V_h$    | -1.52        | - 1.52       | + 0.10       | + 0.10 |
| $V_F$    | +8.20        | -11.24       | + 5.17       | - 4.97 |
| $R$      | 8.20         | 15.41        | 15.68        | 7.83   |

Más adelante explicaré los terminos empleados y el procedimiento seguido para obtener éstos valores. Por ahora vamos a dibujar los diagramas de momentos y cortantes isostaticos y corregirlos con los valores obtenidos al desarrollar el Cress.



Voy a obtener la sección, considerando los valores máximos del momento flexionante en el diagrama anterior y la calidad de los materiales siguientes que finalmente serán los que se utilicen al efectuar la construcción.

$$\text{Concreto: } f_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Acero: } f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento resistente de la sección en función del concreto:

$$M_R = K b d^2$$

Calculemos el valor de K :

$$K = \frac{1}{2} f_c \text{ kj}$$

$$K = \frac{1}{2} \times 108 \times 0.423 \times 0.859 = 19.65 \text{ Kg/cm}$$

( más adelante en el capítulo de diseño, explicó el significado y la obtención de los términos utilizados en esta parte ).

Obtengamos el peralte efectivo  $d$ , considerando un ancho  $b$  de 30 cm.

$$M_R = 19.65 \times 30 \times d^2 = 1\,200\,000$$

$$\therefore d = \sqrt{\frac{1\,200\,000}{19.65 \times 30}} = \sqrt{2020}$$

$$d = 45$$

$$\therefore h = 50$$

$$b \times h = 30 \times 50$$

estas dimensiones las tomo para las trabes principales.

Para dimensionar las columnas en el análisis preliminar, considero las recomendaciones que otorga el A.C.I. en su capítulo 9-912 (1963) que dice:

**Tamaño Mínimo.**— Las columnas que constituyen los apoyos principales de un piso o techo tendrán un diámetro por lo menos de 25 cm y en el caso de columnas rectangulares — un espesor por lo menos de 20 cm y una área total no menor de 600 cm<sup>2</sup>.

Tomando en consideración lo anterior doy a las columnas perimetrales secciones de 40 x 40 y a las - columnas centrales secciones de 60 x 60.

### CAPITULO III

#### ANALISIS POR CARGAS VERTICALES

El análisis por carga vertical de la estructura en cuestión, tiene por objeto determinar los elementos mecánicos de las diversas partes resistentes que la constituyen como son: Trabes, columnas y losas.

En el trabajo que nos ocupa, utilizamos el método de análisis elástico, el cual considera lo siguiente:

- 1.- Se supone que la estructura esta dividida en marcos, cada uno de los cuales consiste de una fila de columnas y trabes según un eje, las columnas - las supondre articuladas, cuyos puntos de inflexión estaran localizadas a la mitad de la altura de entrepiso. Esto me dá un mayor momento en las columnas que si las considerara empotradas en sus extremos opuestos.
- 2.- Las cargas que gravitan sobre las losas, se transmiten a las trabes según el área tributaria que les corresponde. Esta se obtiene trazando bisectrices a los ángulos que forman los ejes de las trabes.

Los marcos los resolvemos como vigas continuas por el método de H. Cross; por medio de este método, es posible calcular los momentos en los nudos en forma de aproximaciones sucesivas, distribuyendo los momentos de desequilibrio en los nudos de las diferentes barras que concurren a él atendiendo a sus rigideces, transportando despues a los extremos opuestos de las mismas de acuerdo con el factor de transporte que les corresponde. Esta operación se repite en cada uno de los nudos: como los resultados convergen rapidamente se puede obtener el grado de precisión deseado.

El momento de desequilibrio es la suma algebraica de los momentos de empotramiento, entónces los momentos son efectos de barra sobre apoyo y en asi como voy a considerarlos.

El método de H. Cross para hallar los momentos flexionantes en traveses y columnas utiliza las siguientes hipótesis simplificatorias:

- 1.- Las uniones entre traveses y columnas son muy rígidas.
- 2.- Se desprecia el cambio de longitud que sufren los miembros debido al esfuerzo directo.
- 3.- Se desprecia la flexión que sufren los miembros debidos a esfuerzos cortantes internos.
- 4.- El claro de cada tramo de traves esta definido por la distancia entre ejes de columna.
- 5.- La altura de columnas esta dado por la mitad de alturas de entrepisos.
- 6.- El momento de inercia tanto en traveses como en columnas son calculados para la sección completa de concreto, despreciando la contribución del area de acero.
- 7.- Las traveses secundarias se consideran continuas y simplemente apoyadas en su intersección con las traveses principales.
- 8.- Las descargas que en las traveses principales dan las traveses secundarias, actúan sobre las principales como cargas concentradas.
- 9.- Las cargas de muros se consideran como cargas uniformemente repartidas si estan alojadas en la dirección de las traveses y como cargas concentradas si son perpendiculares a sus ejes.
- 10.- La carga viva se considera que actúa simultaneamente en todas las crujeas.
- 11.- El análisis se hace por niveles, pero teniendo en cuenta las rigideces que dan a los nudos las columnas superiores e inferiores, considerando las articulaciones en las columnas, a la mitad de las alturas de entrepiso.

Efectue análisis de los marcos en los niveles planta baja, planta tipo, nivel 4<sup>o</sup> y azotea, de rigor debí haber hecho todos pero tomando en cuenta la igualdad en dimensiones de secciones, areas tributarias y considerando ade

más que los efectos por sismo son mayores a los de cargas verticales, entonces no tiene objeto realizar un análisis riguroso de cada uno de los niveles.

En esta forma encontramos los momentos que actúan sobre cada elemento así como fuerzas cortantes y reacciones sobre las columnas.

Por teoría de las rigideces, consideramos para las trabes doblemente empotradas:  $r_t = \frac{4 E I}{L}$  y para las columnas considerando su punto de inflexión al centro:

$$r_c = \frac{3 E I}{L} = \frac{3 E I}{h/2} = \frac{6 E I}{h}$$

donde  $E$  es el módulo de elasticidad e  $I$  el momento de inercia de las secciones.

Otro concepto que vamos a utilizar es el factor de distribución, el cual está definido como:

$$F_D = \frac{r}{\sum r}$$

A continuación encontraremos los momentos de inercia de todos los elementos que integran la estructura, pasando después a obtener las rigideces y los factores de distribución.

$$I_T = \frac{30 \times 50^3}{12} = 312\,000 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213\,300 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1\,080\,000 \text{ cm}^4$$

| <div> <div>①</div> <div>0.31</div> <div>0.22</div> <div>②</div> <div>0.29</div> <div>③</div> <div>④</div> </div> |      |      |      |      |      |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|------|------|
| 0.69                                                                                                             | 1800 | 0.49 | 2350 | 1800 | T    |
| 4000                                                                                                             |      | 4000 |      | 4000 | 1.60 |
| 4000                                                                                                             |      | 4000 |      | 4000 | +    |
| 0.39                                                                                                             |      | 0.31 |      | 4000 | 1.60 |
| 0.17                                                                                                             |      | 0.16 |      |      | +    |
| 0.44                                                                                                             | 1800 | 0.36 | 2350 | 1800 | 1.40 |
| 4570                                                                                                             |      | 4570 |      | 4570 | +    |
| 4570                                                                                                             |      | 4570 |      | 4570 | 1.40 |
| 0.42                                                                                                             |      | 0.31 |      |      | +    |
| 0.16                                                                                                             |      | 0.16 |      |      | +    |
| 0.42                                                                                                             | 1800 | 0.34 | 2350 | 1800 |      |
| 4570                                                                                                             |      |      |      |      | +    |
| 4570                                                                                                             |      | 0.31 |      |      | +    |
| 0.42                                                                                                             |      | 0.16 |      |      | +    |
| 0.42                                                                                                             | 1800 | 0.34 | 2350 | 1800 | 1.40 |
| 4570                                                                                                             |      |      |      |      | +    |
| 4570                                                                                                             |      | 0.31 |      |      | 1.40 |
| 0.42                                                                                                             |      | 0.16 |      |      | +    |
| 4570                                                                                                             | 1800 | 0.32 | 2350 | 1800 |      |
| 4570                                                                                                             |      |      |      |      | +    |
| 0.41                                                                                                             |      | 0.16 |      |      | +    |
| 0.13                                                                                                             |      | 0.13 |      |      | +    |
| 0.43                                                                                                             | 1800 | 0.36 | 2350 | 1800 | 1.33 |
| 4830                                                                                                             |      | 4830 |      | 4830 | +    |
| 4830                                                                                                             |      | 4830 |      | 4830 | 1.32 |
| 6.93                                                                                                             |      | 5.30 |      | 6.93 | +    |

RIGIDEZES Y FACTORES DE DISTRIBUCION  
 MARCOS ① Y ③

| A 0.30 |      | B 0.23 |      | C 0.23 |  |
|--------|------|--------|------|--------|--|
| 0.70   | 1700 | 0.54   | 1700 |        |  |
| 4000   |      |        | 4000 | 4000   |  |
| 40000  |      |        | 4000 | 4000   |  |
| 0.39   |      | 0.32   |      |        |  |
| 0.16   |      | 0.16   |      |        |  |
| 0.45   | 1700 | 0.38   | 1700 |        |  |
| 4570   |      |        | 4570 | 4570   |  |
| 4570   |      |        | 4570 | 4570   |  |
|        | 1700 |        | 1700 |        |  |
| 0.42   |      | 0.35   |      |        |  |
| 0.16   |      | 0.16   |      |        |  |
| 0.42   | 1700 | 0.36   | 1700 |        |  |
| 4570   |      |        | 4570 | 4570   |  |
| 4570   |      |        | 4570 | 4570   |  |
|        | 1700 |        | 1700 |        |  |
| 4570   |      |        | 4570 | 4570   |  |
| 0.41   |      | 0.26   |      |        |  |
| 0.15   |      | 0.13   |      |        |  |
| 0.44   | 1700 | 0.38   | 1700 |        |  |
| 4835   |      |        | 4835 | 4835   |  |
|        | 7.34 |        | 7.34 |        |  |

MARCOS 1 Y 4

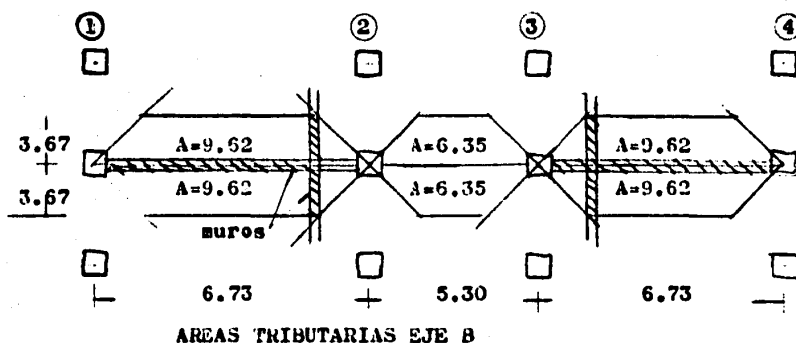
| A 0.20 |      | B 0.07 |       | C 0.07 |  |
|--------|------|--------|-------|--------|--|
| 0.70   | 1700 | 0.95   | 1700  |        |  |
| 4000   |      |        | 20200 | 4000   |  |
| 4000   |      |        | 20200 | 4000   |  |
| 0.39   |      | 0.13   |       |        |  |
| 0.16   |      | 0.04   |       |        |  |
| 0.45   | 1700 | 0.19   | 1700  |        |  |
| 4570   |      |        | 23100 | 4570   |  |
| 4570   |      |        | 23100 | 4570   |  |
|        | 1700 |        | 1700  |        |  |
| 0.42   |      | 0.27   |       |        |  |
| 0.16   |      | 0.03   |       |        |  |
| 0.42   | 1700 | 0.27   | 1700  |        |  |
| 4570   |      |        | 23100 | 4570   |  |
| 4570   |      |        | 23100 | 4570   |  |
|        | 1700 |        | 1700  |        |  |
| 4570   |      |        | 23100 | 4570   |  |
| 0.41   |      | 0.15   |       |        |  |
| 0.15   |      | 0.03   |       |        |  |
| 0.44   | 1700 | 0.27   | 1700  |        |  |
| 4835   |      |        | 24450 | 4835   |  |
|        | 7.34 |        | 7.34  |        |  |

MARCOS 2 Y 3

RIGIDEZES Y FACTORES DE DISTRIBUCION.

Antes de proseder a resolver los marcos, calculo las trabes secundarias para considerar sus descargas en las trabes principales. El proceso de calculo es identico al resuelto para obtener las secciones de las trabes. Estan resueltas pero no reportadas en este trabajo más que la trabe secundaria A de planta tipo.

A continuación muestro un ejemplo de distribución de areas tributarias para el eje de un marco.



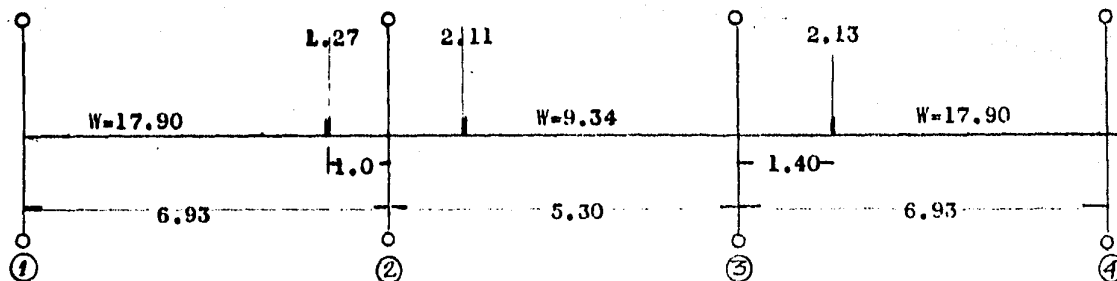
Cargas que gravitan sobre las areas tributarias:

|                |   |                       |
|----------------|---|-----------------------|
| CARGAS MUERTAS | = | 385 Kg/M <sup>2</sup> |
| CARGAS VIVAS   | = | 200 Kg/M <sup>2</sup> |
| CARGA TOTAL    | = | 585 Kg/M <sup>2</sup> |

Además de éstas, debemos considerar las siguientes cargas: Las debidas al peso propio de la trabe y las correspondientes a pesos de muros divisorios, alojados en el eje de la trabe o fuera de él, pero estando dentro de la área tributaria que le corresponde.

Los muros perpendiculares a los ejes los considero como cargas concentradas.

Análisis de marcos para el 4º nivel:



|          | CS    | CI    | TD     | TI     | CS    | CI    | TD    | TI    | CS    | CI    | TD     | TI     | CS    | CI    |
|----------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|
| $F_D$    | 0.39  | 0.44  | 0.17   | 0.04   | 0.42  | 0.49  | 0.05  | 0.04  | 0.42  | 0.49  | 0.05   | 0.17   | 0.39  | 0.44  |
| $M_E$    |       |       | +10.46 | -11.23 |       |       | +5.77 | -5.13 |       |       | +12.20 | -10.78 |       |       |
| $\phi_1$ | -4.08 | -4.60 | -1.78  |        |       |       |       |       |       |       |        | +1.83  | +4.21 | +4.74 |
| $T_1$    |       |       |        | -0.89  |       |       |       |       |       |       | +0.92  |        |       |       |
| $\phi_2$ |       |       |        | +0.25  | +2.67 | +3.10 | +0.32 | -0.40 | -3.36 | -3.92 | -0.32  |        |       |       |
| $T_2$    |       |       | +0.13  |        |       |       |       |       |       |       |        | -0.16  |       |       |
| $\phi_3$ | -0.05 | -0.06 | -0.02  |        |       |       |       |       |       |       |        | +0.03  | +0.06 | +0.07 |
| $M_F$    | -4.13 | -4.66 | +8.79  | -11.87 | +2.67 | +3.10 | +6.09 | -5.53 | -3.36 | -3.92 | +12.80 | -9.08  | +4.27 | +4.81 |
| $V_I$    |       |       | +9.13  | -10.04 |       |       | +5.98 | -5.47 |       |       | +10.65 | -9.38  |       |       |
| $V_H$    |       |       | -0.44  | -0.44  |       |       | +0.10 | +0.10 |       |       | +0.54  | +0.54  |       |       |
| $V_F$    |       |       | +8.69  | -10.48 |       |       | -6.08 | -5.37 |       |       | +11.19 | -8.84  |       |       |
| $R$      | 8.69  |       |        |        | 16.56 |       |       |       | 16.56 |       |        |        | 8.84  |       |

MARCO (II)

Los factores de distribución ( $F_D$ ) los obten --  
go de la tabla de rigideces y factores de distribución ante-  
riormente considerada.

CALCULO DE MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO Y COR-  
TANTES ISOSTATICOS PARA LA TRABE B

TRAMO  $\overline{12}$

Momen. Carga uniform. repar.  $M_1 = M_2 = \frac{WL}{12} = \frac{17.90 \times 6.93}{12} = 10.30$

Carga concentrada  $M_1 = \frac{Pab^2}{L^2} = \frac{1.27 \times 5.93 \times 1.0}{6.93^2} = 0.16$

$M_2 = \frac{Pa^2b}{L^2} = \frac{1.27 \times 5.93 \times 1.0}{6.93^2} = 0.93$

$M_1 = 10.46 \checkmark$

$M_2 = 11.23 \checkmark$

Cortan. carga unifor. repar.  $V_1 = V_2 = \frac{w}{2} = \frac{17.90}{2} = 8.95$

carga concentrada  $V_1 = \frac{Pb}{L} = 0.18$

$V_2 = \frac{Pa}{L} = 1.09$

$V_1 = 9.13 \text{ ton} \checkmark$

$V_2 = 10.04 \text{ " } \checkmark$

TRAMO  $\overline{23}$

Momen. carga unifor. repar.  $M_2 = M_3 = \frac{WL}{12} = \frac{9.34 \times 5.30}{12} = 4.13$

Carga concentrada  $M_2 = \frac{Pab^2}{L^2} = 1.64$

$M_3 = \frac{Pa^2b}{L^2} = 1.00$

$M_2 = 5.77 \checkmark$

$M_3 = 5.13 \checkmark$

Cortan. carga unifor. repart.  $V_2 = V_3 = \frac{w}{2} = 4.67$

carga concentrada  $V_2 = \frac{Pb}{L} = 1.31$

$V_3 = \frac{Pa}{L} = 0.80$

$V_2 = 5.98 \text{ ton} \checkmark$

$V_3 = 5.47 \text{ " } \checkmark$

TRAMO 34

$$\text{Momen. carga unifor. repart. } M_3 = M_4 = \frac{WL}{12} = \frac{17.90 \times 6.93}{12} = 10.30$$

$$\text{carga concentrada } M_3 = \frac{Pab^2}{L^2} = 1.90$$

$$M_4 = \frac{Pa^2b}{L^2} = 0.48$$

$$M_3 = 12.20 \checkmark$$

$$M_4 = 10.78 \checkmark$$

$$\text{Cortan. carga unifor. repart. } V_3 = V_4 = \frac{W}{2} = 8.95$$

$$\text{carga concentrada } V_3 = \frac{Pb}{L} = 1.70$$

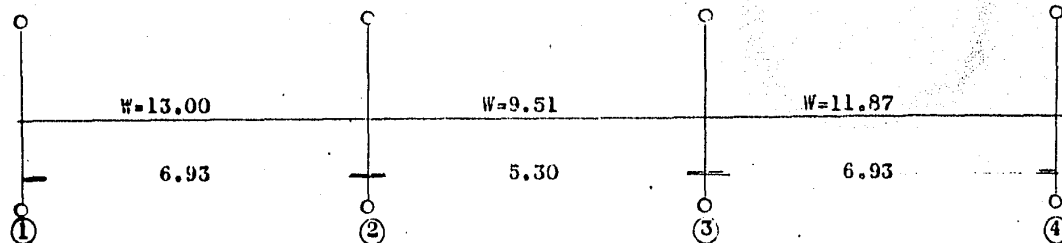
$$V_4 = \frac{Pa}{L} = 0.43$$

$$V_3 = 10.65 \text{ ton } \checkmark$$

$$V_4 = 9.38 \text{ " } \checkmark$$

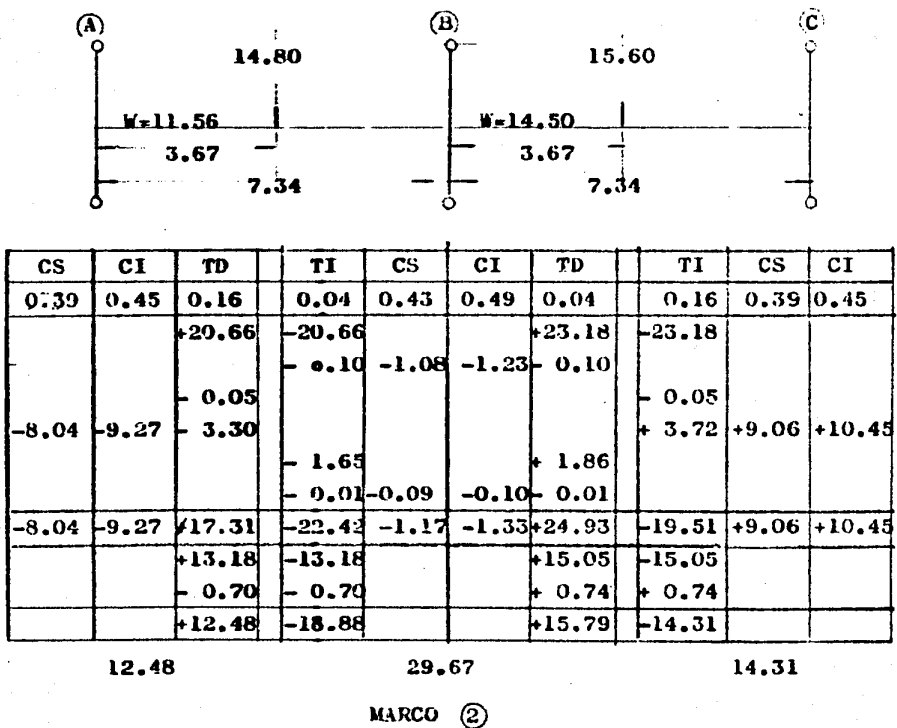
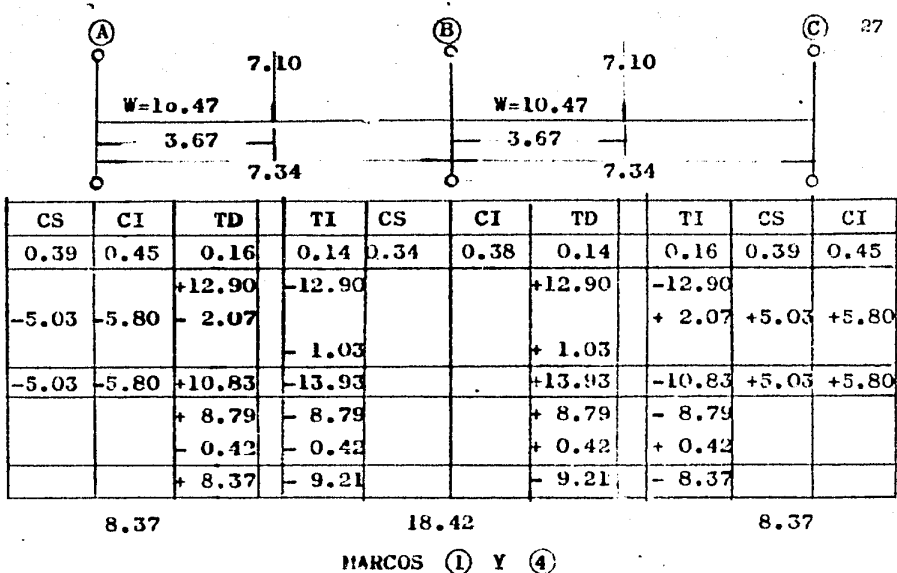
Hago la aclaración que W es la carga total en el claro correspondiente a la carga uniformemente repartida

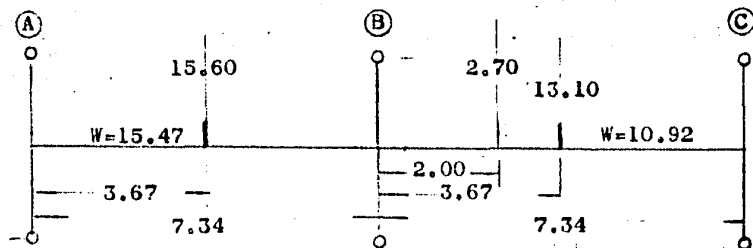
En la misma forma resolvemos los marcos siguientes todos ellos del 4º nivel.



|          | CS    | CI    | TD    | TI    | CS    | CI    | TD    | TI    | CS    | CI    | TD    | TI    | CS    | CI    |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|          | 0.39  | 0.44  | 0.17  | 0.14  | 0.31  | 0.36  | 0.19  | 0.19  | 0.31  | 0.36  | 0.14  | 0.17  | 0.39  | 0.44  |
| $M_E$    |       |       | +7.50 | -7.50 |       |       | +4.20 | -4.20 |       |       | +6.85 | -6.85 |       |       |
| $\phi_1$ |       |       | +0.23 | +0.46 | +1.02 | +1.19 | +0.63 | -0.50 | -0.82 | -0.96 | -0.37 | -0.19 |       |       |
| $T_1$    | -3.01 | -3.40 | -1.31 |       |       |       | -0.25 | +0.32 |       |       |       | +1.20 | +2.74 | +3.10 |
| $\phi_2$ |       |       |       | -0.66 |       |       |       |       |       |       | +0.60 |       |       |       |
| $T_2$    |       |       |       | +0.13 | +0.28 | +0.33 | +0.17 | -0.17 | -0.29 | -0.33 | -0.13 |       |       |       |
| $\phi_3$ | -3.01 | -3.40 | +6.41 | -7.57 | +1.30 | +1.52 | +4.75 | -4.55 | -1.11 | -1.29 | +6.95 | -5.84 | +2.74 | +3.10 |
| $M_F$    |       |       | +6.50 | -6.50 |       |       | +4.75 | -4.75 |       |       | +5.93 | -5.93 |       |       |
| $V_I$    |       |       | -0.17 | -0.17 |       |       | +0.04 | +0.04 |       |       | +0.16 | +0.16 |       |       |
| $V_H$    |       |       | +6.33 | -6.67 |       |       | +4.79 | -4.71 |       |       | +6.09 | -5.77 |       |       |
| $V_T$    |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| R        | 6.33  |       |       | 11.46 |       |       |       | 10.80 |       |       |       | 5.77  |       |       |

MARCOS (A) Y (C)





| CS    | CI     | TD     | TI     | CS    | CI    | TD     | TI     | CS    | CI    |
|-------|--------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|
| 0.39  | 0.45   | 0.16   | 0.04   | 0.43  | 0.49  | 0.04   | 0.16   | 0.39  | 0.45  |
| -9.26 | -10.70 | +23.45 | -23.45 |       |       | +24.50 | -19.75 | +7.70 | +8.89 |
|       |        | 3.80   | -1.90  |       |       | +1.58  | +3.16  |       |       |
|       |        |        | -0.02  | -0.20 | -0.23 | -0.02  |        |       |       |
| -9.26 | -10.70 | +19.96 | -25.67 | -0.20 | -0.23 | +26.10 | -16.59 | +7.70 | +8.89 |
|       |        | +15.53 | -15.53 |       |       | +13.98 | -12.74 |       |       |
|       |        | -0.78  | -0.78  |       |       | +1.30  | +1.30  |       |       |
|       |        | +14.75 | -16.31 |       |       | +15.28 | -11.44 |       |       |
| 14.75 |        |        |        | 31.59 |       |        |        | 11.44 |       |

MARCO ③

Obtenidos todos los momentos de empotramiento se procedió a la resolución de todos los "crosses" propiamente dichos, de los cuales los anteriores sirven de ejemplo -- para explicar el proceso de cálculo seguido para todos ellos

En todos los análisis se hicieron los ciclos necesarios hasta lograr que los momentos despreciados fueran iguales aproximadamente al 10 % del valor de los momentos de empotramiento iniciales. Generalmente con dos ciclos fué suficiente.

#### ANALISIS POR EL METODO DE HARDY CROSS:

Los simbolos usados en las tablas anteriores se interpretan de la siguiente manera:

- $C_I$  - Columna inferior del nudo.
- $C_S$  - Columna superior del nudo.
- $T_I$  - Trabe a la izquierda del nudo.
- $T_D$  - Trabe a la derecha del nudo.
- $F_D$  - Factor de distribución
- $M_a$  - Momento de empotramiento.
- $\theta_1$  - Primer giro del nudo.
- $T_1$  - Primer transporte.
- $\theta_2$  - Segundo giro del nudo.
- $T_2$  - Segundo transporte.
- $\theta_3$  - Tercer giro del nudo.
- $M_F$  - Momento final.
- $V_i$  - Fuerza cortante isostática.
- $V_h$  - Fuerza cortante hiperestática.
- $V_f$  - Fuerza cortante final.
- $R$  - Reaccion en el apoyo.

Los valores de las reacciones en los apoyos -- se obtuvieron en la siguiente forma:

Primero se hallaron los valores de las fuerzas cortantes isostáticas, considerando a las trabes como si estuvieran simplemente apoyadas. El signo más le corresponde a la fuerza cortante proporcionada por la trabe a la derecha del -- nudo, y el signo negativo a la fuerza cortante proporcionada por la trabe a la izquierda del nudo, considerando como signo

positivo, el sentido de la fuerza cortante hacia arriba y negativo hacia abajo. Luego se obtuvieron los valores de las fuerzas cortantes hiperestáticas de corrección, dividiendo la diferencia de los momentos finales de barra sobre apoyo, entre la longitud del claro. A estas fuerzas se le dio el signo positivo o negativo, cuando la diferencia entre los valores de los momentos finales fué positiva o negativa respectivamente. Después se calcularon los valores de las fuerzas cortantes finales, haciendo la suma algebraica de las fuerzas cortantes isostáticas, más las fuerzas cortantes hiperestáticas de corrección. Por último se hallaron los valores de las reacciones en los apoyos, sumando las fuerzas cortantes finales a cada lado de éstos, cuando dichas fuerzas eran de signos contrarios y restando los mismos valores, cuando las mismas tenían el mismo signo.

En la misma forma anteriormente descrita se hicieron los análisis para todos los ejes en los distintos niveles indicados.

Con estos análisis se tuvieron los elementos mecánicos debidos a cargas verticales, tanto en trabes como en columnas con los que se trazaron los diagramas de momentos flexionantes y fuerzas cortantes para todos los ejes en sus diferentes niveles.

## CAPITULO IV

### ANALISIS POR CARGAS HORIZONTALES.

Con anterioridad al sismo del 28 de julio de 1957, los ingenieros civiles mexicanos sabian bien que el capítulo sobre sismos del Reglamento de Construcciones en el Distrito Federal estaba ya anticuado, que con suma frecuencia se dejaba de cumplir y que habia necesidad de investigar intensamente el comportamiento sísmico de las estructuras. Pero diríase que nadie se percataba de las consecuencias trágicas que las definiciones del Reglamento en este capítulo y las violaciones al mismo iban a traer consigo.

No obstante el saldo del temblor, una perspectiva realista debe admitir que en verdad la lección no resulto cara. La reacción fué inmediata; las autoridades tomaron medidas efectivas; surgió una oportunidad excelente para adquirir experiencia y hasta cierta comprensión del comportamiento estructural, el evento atrajo a algunos de los mejores ingenieros de otras partes del mundo quienes despertaron la conciencia respecto a las variables que importan en diseño sísmico.

Transcurrida una semana desde el 28 de julio, las autoridades designaron a un comité para que tomara a su cargo la redacción de un Reglamento de emergencia, las disposiciones respectivas se aplicaron y poco tiempo despues se revisaron; habiendo sido legalizadas el 12 de Septiembre de 1957. Se derogó el capítulo sobre diseño sísmico que entonces operaba.

El temblor coloco en primer término la importancia de varios factores:

- 1.- Los movimientos con período de regresión de 50 años causan aceleraciones muy superiores a las que requería el Reglamento, especialmente en los pisos superiores.

- 2.- El Valle de México exhibe períodos dominantes -- del terreno. Las estructuras flexibles cimentadas en terreno blando y las estructuras rígidas en terreno duro són más vulnerables que otras . Esto se aplica especialmente a las primeras, debido a la prevalencia de temblores que se originan en epicentros lejanos y por consiguiente se caracterizan por sus largos períodos.
- 3.- Debe darse atención adecuada a las rigideces relativas, su relación con la torsión y la contri bución de los muros de mampostería.
- 4.- No puede esperarse una gran precisión en el cálculo de rigideces y torsiones, especialmente -- cuando actúan los muros de mampostería de con-- junto con la estructura.

Las normas de emergencia reflejaban estos ---  
conceptos:

- a) Se requería en ellos el diseño sísmico de todas las estructuras, independientemente de su al-- tura.
- b) Se aumentaron los coeficientes de cortante en -- la base hasta 0.05 a 0.10 para edificios ordi-- narios en función del tipo de estructura y su -- ubicación.
- c) Se adoptó una variación lineal de las acelera-- ciones horizontales, desde cero en la base de -- la estructura hasta un máximo en la azotea.
- d) Se especificó que la excentricidad torcional cál culada se incrementara en un valor "accidental" igual a  $\pm 0.05$  de la dimensión del piso medida -- perpendicularmente a la aceleración.
- e) Se pensó que la prevalencia de períodos largos en las zonas del lago excluía la reducción del momento de volteo. Por ende no se incluyó ninguna disposición que permitiera tal reducción. Al poco tiempo se hizo palpable que los diseños -- que satisfacían a las normas, redundaban en es--

estructuras sumamente costosas por este concepto - Como consecuencia las autoridades decidieron permitir reducciones en el momento de volteo de 25 % a 40 % .

- f) Se medito sobre la conveniencia de exigir que toda la mampostería fuera reforzada. Fué necesario revisar las condiciones de los marcos e-structura les admitiendo que habían fallado los muros no reforzados. De conformidad con esta situación, las normas requirieron dos análisis sísmicos: -- uno tomando en cuenta los muros y el otro suponiendo que estos elementos hubieran fallado, empleando para el segundo análisis coeficientes -- sísmicos reducidos.

- g) En conjunción con los criterios convencionales - de diseño, las normas permitieron duplicar la ma yor parte de los esfuerzos de trabajo ante la acción combinada de cargas gravitacionales y sísmicas. Para tensión diagonal del concreto 33% de aumento, para el acero grado estructural podía - diseñarse al 0.9  $f_y$ . Las aceleraciones horizontales elevadas y esfuerzos de trabajo también elevados tendia a lograr diseños mas equilibrados.

A principios de 1959 la Dirección General de - Obras Publicas del Departamento del Distrito Federal reorganizó la Comisión de Adiciones y Reformas al reglamento de las - Construcciones, porque el reglamento ameritaba una revisión - total más que simples refinamientos.

A continuación desarrollo para el presente trabajo el análisis sísmico, considerando las especificaciones - propuestas por dicho reglamento.

Clasificación del edificio tomando en cuenta - su destino:

GRUPO A.- Edificios gubernamentales, municipales y de servicios publicos como plantas de bombeo, centrales - eléctricas y telefónicas, estaciones de bomberos etc.- aquellos cuyo funcionamiento es especialmente importante a raíz de un temblor (como hospitales); aquellos cuyo contenido es de gran valor (como museos) y aquellos

con área total construida superior a  $400 \text{ m}^2$ , donde -- existe frecuente aglomeración de personas (como escuelas, estadios, salas de espectáculos, templos, estaciones terminales de comunicación y similares).

Considerando las características estructurales:

ESTRUCTURACION TIPO I.- Estructuras que posean alineados en la dirección que se analiza, dos o más elementos resistentes a fuerza cortante horizontal y cuyas deformaciones, ante la acción de cargas laterales en dicha dirección, sean debidas esencialmente a flexión de los miembros estructurales. Se incluyen en esta clase de estructuras para edificios que posean marcos constituidos por trabes (o armaduras o losas planas) y columnas metálicas o de concreto reforzado, siendo cada marco capaz de resistir en todos los pisos al menos el 50 % de la fuerza cortante de diseño que le tocaría si trabajara aislado, sin requerir para ello la colaboración de muros ni contravientos diagonales. Los pisos y cubiertos de estas estructuras serán suficientemente rígidos y resistentes para distribuir las fuerzas laterales entre los elementos de diversa flexibilidad.

Aún el reglamento más conservador no suministraría una protección absoluta contra el temblor más intenso que pueda ocurrir, ni parece haber tal límite superior a la intensidad sísmica posible. El hecho de que existan pronunciadas discrepancias de opinión entre las diversas autoridades -- sobre la materia en lo concerniente a regionalización en terminos de sismicidad regional (no solo en función de la geología local) implica que tales autoridades admiten que ha de diseñarse para resistir sismos de magnitud inferior a la máxima posible suponiendo que tal máximo sea finito. Por consiguiente el problema de diseño sísmico debe partir de la admisión -- de la posibilidad de colapso de toda la estructura, por remoto que se considere el fenómeno. Es claro entonces que unos edificios han de protegerse contra el colapso en mayor grado que otros.

Se ha observado ( y confirmado analíticamente)

que las estructuras porticadas, cuyos miembros estructurales - trabajan primordialmente a flexión, son capaces de absorber -- energías muy superiores antes de fallar que aquellas cuya resistencia ante cargas laterales aprovecha la acción de muros - sujetos a esfuerzo cortante o contravientos diagonales sujetos a carga casi axial. A su vez estas superan a las estructuras - soportadas por una sola hilera de columnas o elementos análo-- gos.

**ESFUERZOS ADMISIBLES.-** Cuando se emplea el método elástico de análisis y diseño de estructuras sujetas a la acción combinada de la gravedad y del sismo se permitirán los siguientes incrementos en los esfuerzos admisibles, con respecto a la que se especifica para la sola acción de la gravedad - en los capítulos correspondientes del reglamento:

En acero de refuerzo 50 %

En el concreto 33 %

Los incrementos en esfuerzos de trabajo que especificamos obedecen en parte a una disminución en factor de seguridad que se acepta durante la acción de un sismo intenso y en parte a la capacidad de los materiales en cuestión para --- fluir plásticamente.

#### COEFICIENTE PARA DISEÑO SISMICO.-

Se entiende por coeficiente para diseño sísmico  $c$ , el cosiente de la fuerza cortante horizontal  $V$  en la base del edificio y el peso  $W$  del mismo sobre dicho nivel.

Para el análisis estático de los edificios clasificados según su destino en el grupo B, se emplearan como --- mínimos los siguientes valores del coeficiente  $c$  :

| Tipo de<br>estructuración | Zona de alta<br>compresibilidad | Zona de baja<br>compresibilidad |
|---------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| 1                         | 0.06                            | 0.04                            |
| 2                         | 0.08                            | 0.06                            |
| 3                         | 0.15                            | 0.10                            |

Tratandose de las construcciones clasificadas - en el grupo A, estos valores se multiplicaran por 1.5.

El coeficiente 0.06 se dedujo a partir de la -- fuerza cortante que en 1957 se registro en la base de la Torre Latino Americana de 43 pisos (entre 0.03 y 0.04 de su peso), -

incrementándolo para tomar en cuenta la gran longitud de los periodos naturales de esta estructura, así como para dejar - un margen para sismos más intensos que el de 1957.

En el presente trabajo voy a utilizar el método de análisis estático, ya que de la mayor parte de las contadas ocasiones en que el método dinámico de análisis lleve a respuestas sísmicas considerablemente superiores a las que se obtienen por aquel, las disposiciones correspondientes -- del análisis estático, aunadas a los errores del lado de la seguridad que están implícitos en el método dinámico, hacen que las estructuras queden adecuadamente diseñadas siguiendo el método estático.

#### ANÁLISIS ESTÁTICO.

Para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de un edificio, se supondrá una distribución lineal de aceleraciones horizontales con valor nulo - en la estructura ( es decir, en el nivel a partir del cual - las deformaciones de ésta puedan ser apresiabiles) y máximo - en el extremo superior de la misma, de modo que la relación -  $V/W$  en la base sea igual al valor  $c$  tabulado anteriormente. De acuerdo con este parrafo, la fuerza horizontal que obra - en el piso  $i$  se obtiene de la fórmula:

$$F_i = cW = \frac{W_i H_i}{W_1 H_1 + W_2 H_2 + \dots + W_n H_n}$$

en la cual:

$H_i$  = elevación del piso  $i$  desde la base de la estructura (es decir, desde el nivel a partir - del cual las deformaciones de ésta pueden ser apresiabiles).

$W_i$  = peso del piso  $i$

$n$  = número de pisos.

Para fines de diseño se permitira reducir el momento de volteo calculado para cada marco y grupo de elementos resistentes, pero en ningún nivel se tomará menor que el producto de la fuerza cortante que allí obra por su distancia al centro de gravedad de las masas correspondientes - ubicadas arriba del nivel que se analiza.

La excentricidad torsional calculada en cada nivel se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel. La excentricidad de diseño se tomara igual a 1.5 veces el valor calculado más o menos 0.05 veces la máxima dimensión del piso que se analiza (excentricidad accidental), medida en dirección normal a la fuerza cortante; para cada miembro estructural se elegirá el signo de la excentricidad que suministre la condición más desfavorable.

La distribución lineal de aceleraciones se especifica solamente para el cálculo de las fuerzas cortantes de diseño; es decir, se admite que las fuerzas cortantes calculadas a partir de esta distribución de aceleraciones suministran una envolvente aceptable de las fuerzas máximas que obrarán durante el sismo.

La estructura ha de analizarse en dos direcciones ortogonales cualesquiera, por ejemplo según ejes paralelos a los ejes de sus vigas principales. También que ha de diseñarse para que resista las aceleraciones estipuladas como si actuarán según estas dos direcciones indistinta e independientemente.

Para el análisis de esfuerzos no es necesario considerar la acción simultanea de viento y sismo, sino únicamente la acción combinada de la gravedad y del sismo, considerando satisfacer entre otros el siguiente requisito: la influencia de fuerzas laterales se analizará tomando en cuenta los desplazamientos horizontales y giros de todos los elementos integrantes de la estructura así como la continuidad y rigidez de los mismos.

**ACUMULACION DE CARGAS.**— La carga acumulada es igual a la suma de las reacciones de los marcos en las dos direcciones ortogonales más el peso propio de la columna que se encuentra en la intersección de los dos ejes.

**REDUCCION DE CARGA VIVA PARA EL ANALISIS SISMICO.**— El reglamento de las construcciones especifica reducir la carga viva, al efectuar el análisis sísmico.

## ANALISIS SISMICO

Admitiremos las siguientes hipótesis:

- a)- Es posible considerar que la fuerza cortante sísmica en cualquier entrepiso actúa paralelamente a un sistema de elementos que resisten empujes laterales - en una sola dirección, paralela a su plano. Debe suponerse además que en todos los entrepisos existen dos sistemas ortogonales de elementos resistentes y que - trabajan independientemente. En tal caso siempre será posible descomponer la cortante sísmica en un entrepiso en dos componentes que satisfagan la condición - impuesta anteriormente.
- b)- La rigidez de entrepiso de cada marco o muro es - conocida. En general es posible usar valores aproximados para fines de una distribución preliminar y refinarlos teniendo en cuenta el sistema de fuerzas laterales obtenido en cada elemento mediante la primera - estimación de rigideces.
- c)- Las losas de piso son indeformables.
- d)- Se supondrá que el efecto del temblor equivale al de un sistema de fuerzas horizontales que actúa en dirección paralela a uno de los sistemas de elementos - resistentes y obran en el centro de gravedad.

## PROCEDIMIENTO DE ANALISIS

I.-Determinación del coeficiente para diseño sísmico. Considerando que la estructura se localiza en zona de alta compresibilidad, que su estructuración es del tipo - I, y que se trata de una construcción tipo A, entonces el -- coeficiente para diseño sísmico propuesto por el Reglamento es:  $0.06 \times 1.30 = 0.078$

Ahora bien, tomando en cuenta que se trata de un sanatorio particular, voy a considerarlo dentro del grupo B entonces el valor del coeficiente sísmico será:  $c = 0.06$  - valor con el cual trabajaré mas adelante.

## II.-Cálculo de la fuerza cortante sísmica.-

La fuerza horizontal aplicada en el centro de gravedad del

nivel  $i$ , se calcula usando la fórmula:

$$F_i = c \sum W_i \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

en la cual:

$F_i$  = fuerza sísmica aplicada en el nivel  $i$

$W_i$  = peso del nivel  $i$

$H_i$  = altura del nivel  $i$  sobre el desplante.

$c$  = coeficiente para diseño sísmico, especificado en el Reglamento.

| nivel | $H_i$ (m) | $W_i$ (ton) | $W_i H_i$ | $\frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i}$ | $F_i$ | $V$    | $\Delta M$ | $M$     |
|-------|-----------|-------------|-----------|--------------------------------|-------|--------|------------|---------|
| AZ.   | 17.05     | 245.84      | 4190.00   | 0.260                          | 26.60 | 26.60  | 85.20      | 85.20   |
| 4º    | 13.85     | 279.60      | 3880.00   | 0.241                          | 24.60 | 51.20  | 143.20     | 228.40  |
| 3º    | 11.05     | 293.99      | 3250.00   | 0.202                          | 20.65 | 71.85  | 201.00     | 429.40  |
| 2º    | 8.25      | 294.02      | 2424.00   | 0.151                          | 15.38 | 87.23  | 244.00     | 673.40  |
| 1º    | 5.45      | 293.98      | 1602.00   | 0.099                          | 10.16 | 97.39  | 272.40     | 945.80  |
| PB    | 2.65      | 294.29      | 780.00    | 0.049                          | 4.95  | 102.30 | 287.00     | 1232.80 |

1701.92

1.002

16126.00

$$F_i = c W_t \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

$$c W_t = 0.06 \times 1701.92 = 102.115$$

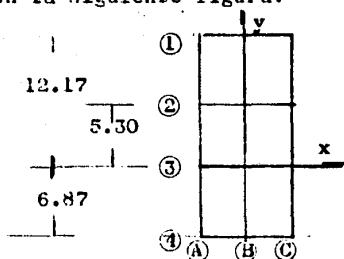
III.- Voy a obtener por estática, la línea de acción del cortante sísmico en cada entrepiso para las dos direcciones principales (paralelas a los elementos resistentes) en que se efectuará el análisis. Para ello conviene ordenar las operaciones como en la siguiente tabla.

Tomó como ejes de referencia: para el eje  $x$ , el marco 3 ; y para el eje  $Y$ , el marco B.

| NIVEL | COL | W       | X     | Y     | XW      | YW      |
|-------|-----|---------|-------|-------|---------|---------|
| AZ    | A1  | 10.17   | -7.30 | 12.17 | -74.20  | 123.80  |
|       | 2   | 20.75   | -7.30 | 5.30  | -151.50 | 119.00  |
|       | 3   | 20.75   | -7.30 | 0     | -151.50 |         |
|       | 4   | 10.17   | -7.30 | -6.87 | -74.20  | -69.70  |
|       | B1  | 26.49   | 0     | 12.17 |         | 322.60  |
|       | 2   | 46.53   | 0     | 5.30  |         | 246.80  |
|       | 3   | 59.67   | 0     | 0     |         |         |
|       | 4   | 20.81   | 0     | -6.87 |         | -142.80 |
|       | C1  | 10.16   | 7.30  | 12.17 | 74.00   | 123.70  |
|       | 2   | 15.09   | 7.30  | 5.30  | 110.00  | 80.00   |
|       | 3   | 15.09   | 7.30  | 0     | 110.00  |         |
|       | 4   | 10.16   | 7.30  | -6.87 | 74.00   | -69.70  |
|       |     | 255.84  |       |       | -83.40  | 724.70  |
|       |     |         |       |       |         |         |
| 42    | A1  | 23.99   | -7.30 | 12.17 | -175.00 | 292.00  |
|       | 2   | 43.32   | -7.30 | 5.30  | -316.00 | 329.50  |
|       | 3   | 44.43   | -7.30 | 0     | -324.00 |         |
|       | 4   | 23.43   | -7.30 | -6.87 | -171.00 | -161.00 |
|       | B1  | 41.41   | 0     | 12.17 |         | 504.00  |
|       | 2   | 97.15   | 0     | 5.30  |         | 515.00  |
|       | 3   | 84.19   | 0     | 0     |         |         |
|       | 4   | 45.27   | 0     | -6.87 |         | -315.00 |
|       | C1  | 23.99   | 7.30  | 12.17 | 175.00  | 292.00  |
|       | 2   | 38.99   | 7.30  | 5.30  | 284.50  | 206.50  |
|       | 3   | 35.46   | 7.30  | 0     | 258.80  |         |
|       | 4   | 23.43   | 7.30  | -6.87 | 171.00  | -161.00 |
|       |     | 525.64  |       |       | -96.70  | 1402.00 |
|       |     |         |       |       |         |         |
| 52    | A1  | 58.42   | -7.30 | 12.17 | -280.50 | 468.00  |
|       | 2   | 67.58   | -7.30 | 5.30  | -494.00 | 358.00  |
|       | 3   | 67.85   | -7.30 | 0     | -495.00 |         |
|       | 4   | 36.95   | -7.30 | -6.87 | -270.00 | -254.00 |
|       | B1  | 67.67   | 0     | 12.17 |         | 825.00  |
|       | 2   | 141.79  | 0     | 5.30  |         | 752.50  |
|       | 3   | 129.35  | 0     | 0     |         |         |
|       | 4   | 71.17   | 0     | -6.87 |         | -489.00 |
|       | C1  | 37.43   | 7.30  | 12.17 | 273.60  | 456.00  |
|       | 2   | 64.22   | 7.30  | 5.30  | 169.00  | 340.60  |
|       | 3   | 60.69   | 7.30  | 0     | 443.60  |         |
|       | 4   | 36.51   | 7.30  | -6.87 | 266.50  | -251.00 |
|       |     | 819.63  |       |       | -37.40  | 2206.10 |
|       |     |         |       |       |         |         |
| 22    | A1  | 52.85   | -7.30 | 12.17 | -386.00 | 645.00  |
|       | 2   | 91.84   | -7.30 | 5.30  | -671.00 | 487.00  |
|       | 3   | 91.27   | -7.30 | 0     | -667.00 |         |
|       | 4   | 50.47   | -7.30 | -6.87 | -358.00 | -347.00 |
|       | B1  | 93.55   | 0     | 12.17 |         | 1142.0  |
|       | 2   | 196.45  | 0     | 5.30  |         | 987.50  |
|       | 3   | 174.51  | 0     | 0     |         |         |
|       | 4   | 96.46   | 0     | -6.87 |         | -662.50 |
|       | C1  | 50.88   | 7.30  | 12.17 | 372.00  | 620.00  |
|       | 2   | 89.45   | 7.30  | 5.30  | 652.00  | 474.00  |
|       | 3   | 85.92   | 7.30  | 0     | 627.00  |         |
|       | 4   | 49.60   | 7.30  | -6.87 | 382.00  | -341.00 |
|       |     | 1113.55 |       |       | -79.00  | 3003.00 |
|       |     |         |       |       |         |         |

| NIVEL | COL | W       | X     | Y     | XW       | YW      |
|-------|-----|---------|-------|-------|----------|---------|
| 1a    | A1  | 67.27   | -7.30 | 12.17 | -491.50  | 819.00  |
|       | 2   | 116.10  | -7.30 | 5.30  | -847.00  | 615.00  |
|       | 3   | 114.50  | -7.30 | 0     | -837.00  |         |
|       | 4   | 53.98   | -7.30 | -6.87 | -457.00  | -449.00 |
|       | B1  | 129.21  | 0     | 12.17 |          | 1462.00 |
|       | 2   | 231.11  | 0     | 5.30  |          | 1224.80 |
|       | 3   | 219.67  | 0     | 0     |          |         |
|       | 4   | 121.76  | 0     | -6.87 |          | -855.00 |
|       | C1  | 64.32   | 7.30  | 12.17 | 469.00   | 783.50  |
|       | 2   | 114.68  | 7.30  | 5.30  | 857.00   | 607.00  |
|       | 3   | 111.15  | 7.30  | 0     | 811.00   |         |
|       | 4   | 62.60   | 7.30  | -6.87 | -457.50  | -451.50 |
|       |     | 1497.63 |       |       | -68.00   | 3804.80 |
| PB    | A1  | 81.71   | -7.30 | 12.17 | -597.00  | 994.00  |
|       | 2   | 140.38  | -7.30 | 5.30  | -1024.00 | 744.00  |
|       | 3   | 138.13  | -7.30 | 0     | -1008.00 |         |
|       | 4   | 77.51   | -7.30 | -6.87 | -566.00  | -552.50 |
|       | B1  | 146.51  | 0     | 12.17 |          | 1782.00 |
|       | 2   | 275.82  | 0     | 5.30  |          | 1161.80 |
|       | 3   | 264.88  | 0     | 0     |          |         |
|       | 4   | 147.07  | 0     | -6.87 |          | 1009.00 |
|       | C1  | 77.79   | 7.30  | 12.17 | 568.00   | 947.50  |
|       | 2   | 139.93  | 7.30  | 5.30  | 1020.00  | 742.00  |
|       | 3   | 136.40  | 7.30  | 0     | 994.00   |         |
|       | 4   | 75.79   | 7.30  | -6.87 | -553.50  | -521.50 |
|       |     | 1701.92 |       |       | -59.50   | 4608.30 |

El sistema de ejes coordenados queda como se indica en la siguiente figura:



Considerando los valores obtenidos en la tabla anterior voy a obtener los centros de gravedad de las desea cargas, por nivel:

$$\text{Az.} \quad x = \frac{-83.40}{255.84} = 0.326$$

$$y = \frac{724.70}{255.84} = 2.832$$

$$4^{\circ} \quad x = \frac{-96.70}{525.64} = -0.184$$

$$y = \frac{1402.00}{525.64} = 2.667$$

$$3^{\circ} \quad x = \frac{-87.40}{819.63} = -0.1066$$

$$y = \frac{2206.10}{819.63} = 2.691$$

$$2^{\circ} \quad x = \frac{-79.00}{1113.55} = -0.0709$$

$$y = \frac{3003.00}{1113.55} = 2.696$$

$$1^{\circ} \quad x = \frac{-68.00}{1407.63} = -0.0883$$

$$y = \frac{3804.80}{1407.63} = 2.702$$

$$\text{PB} \quad x = \frac{-59.50}{1701.92} = -0.0349$$

$$y = \frac{4608.30}{1701.92} = 2.707$$

IV.- A continuación vamos a calcular las rigideces de piso, para cada uno de los marcos y en ambas direcciones, pero antes determinaremos las rigideces de sus elementos:

$$I_t (30 \times 50) = \frac{30 \times 50^3}{12} = 312\,000 \text{ cm}^4$$

$$I_c (40 \times 40) = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213\,300 \text{ cm}^4$$

$$I_c (60 \times 60) = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1\,080\,000 \text{ cm}^4$$

Utilizaremos la rigidez de la barra doblemente empotrada  $r = \frac{4 E I}{L}$  para cada uno de los elementos que forman la estructura, anotándolos en los esquemas siguientes.

| 1    | ①    | ②    | ③    | ④    |
|------|------|------|------|------|
|      | 1800 | 2350 | 1800 |      |
| 3.20 | 2670 | 2670 | 2670 | 2670 |
| +    |      |      |      |      |
| 2.80 | 3050 | 3050 | 3050 | 3050 |
| +    |      |      |      |      |
| 2.80 | 1800 | 2350 | 1800 |      |
|      | 3050 | 3050 | 3050 | 3050 |
| +    |      |      |      |      |
| 2.80 | 3050 | 3050 | 3050 | 3050 |
| +    |      |      |      |      |
| 2.80 | 1800 | 2350 | 1800 |      |
|      | 3050 | 3050 | 3050 | 3050 |
| +    |      |      |      |      |
| 2.65 | 3220 | 3220 | 3220 | 3220 |
| +    |      |      |      |      |
|      | 6.93 | 5.30 | 6.93 |      |

MARCOS (A) Y (C)

|      | ①    | ②     | ③     | ④    |
|------|------|-------|-------|------|
|      | 1800 | 2350  | 1800  |      |
| 3.20 | 2670 | 13500 | 13500 | 2670 |
| 2.80 | 3050 | 15420 | 15420 | 3050 |
| 2.80 | 3050 | 15420 | 15420 | 3050 |
| 2.80 | 3050 | 15420 | 15420 | 3050 |
| 2.80 | 3050 | 15420 | 15420 | 3050 |
| 2.80 | 3050 | 15420 | 15420 | 3050 |
| 2.65 | 3220 | 16300 | 16300 | 3220 |
|      | 6.93 | 5.30  | 6.93  |      |

MARCO ⑧

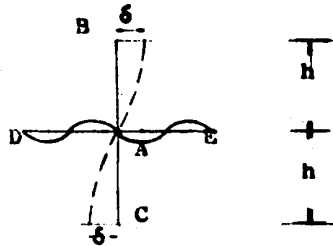
| (A)              | (B)  | (C)       |
|------------------|------|-----------|
| 1700             | 1700 |           |
| 2670             | 2670 | 2670 3.20 |
|                  |      | +         |
| 3050             | 3050 | 3050 2.80 |
|                  |      | +         |
| 3050             | 3050 | 3050 2.80 |
| 1700             | 1700 | +         |
| 3050             | 3050 | 3050 2.80 |
|                  |      | +         |
| 3050             | 3050 | 3050 2.80 |
|                  |      | +         |
| 3220             | 3220 | 3220 2.65 |
| 7.34             | 7.34 |           |
| MARCOS (1) Y (4) |      |           |

| A            | B     | C    |
|--------------|-------|------|
| 1700         | 1700  |      |
| 2670         | 13500 | 2670 |
| 3050         | 15420 | 3050 |
| 3050         | 15420 | 3050 |
| 1700         | 1700  |      |
| 3050         | 15420 | 3050 |
| 3050         | 15420 | 3050 |
| 3220         | 16300 | 3220 |
| 7.34         | 7.34  |      |
| MARCOS ② Y ③ |       |      |

# RIGIDECES DE ENTREPISO

## " METODO COEFICIENTES DE JUNTA "

Sea un conjunto de traveses y columnas que concurren al nudo A, las columnas AB y AC sufren un desplazamiento  $\delta$  relativo entre sus extremos, desplazamientos que a su vez producen un giro  $\phi_A$  en el nudo A.



Suponiendo que los puntos de inflexión de todas las barras se encuentran al centro de las mismas se tiene que:

$$\phi_{AB} = \phi_{BA} = \phi_{AC} = \phi_{CA} = \phi_{AD} = \phi_{DA} = \phi_{AE} = \phi_{EA}$$

Llamando  $K_{AB}$  a la rigidez angular absoluta de la barra AB en su extremo A, y  $t_{AB}$  el factor de transporte de la misma barra A hacia B; en la misma forma  $K_{BA}$  será la rigidez de la misma barra AB en su extremo B y  $t_{BA}$  el factor de transporte de B hacia A; así se tendrá:

$$(K_{AC}, t_{AC}) \quad (K_{CA}, t_{CA}) \text{ etc.}$$

Utilizando el método de deflexión y pendiente (slope-deflection), los momentos que se inducen en las barras por los giros y desplazamientos valen:

$$M_{AB} = K_{AB}(\phi_A - \frac{\delta}{h}) + K_{BA}t_{BA}(\phi_A - \frac{\delta}{h})$$

$$M_{AC} = K_{AC}(\phi_A - \frac{\delta}{h}) + K_{CA}t_{CA}(\phi_A - \frac{\delta}{h})$$

$$M_{AD} = K_{AD}\phi_A + K_{DA}t_{DA}\phi_A$$

$$M_{AE} = K_{AE}\phi_A + K_{EA}t_{EA}\phi_A$$

Per equilibrio:  $\Sigma M_A = 0$

48

$$\Phi_A (K_{AB} + K_{AC} + K_{AD} + K_{AE} + K_{BA}^t + K_{CA}^t + K_{DA}^t + K_{EA}^t) - \frac{\delta}{h} (K_{AB} + K_{AC} + K_{BA}^t + K_{CA}^t) = 0$$

De donde

$$\Phi_A = \left( \frac{K_{AB} + K_{AC} + K_{BA}^t + K_{CA}^t}{K_{AB} + K_{AC} + K_{AD} + K_{AE} + K_{BA}^t + K_{CA}^t + K_{DA}^t + K_{EA}^t} \right) \frac{\delta}{h} \text{ ---- ①}$$

El momento de la columna inferior vale:

$$M_{AC} = \left( \Phi_A - \frac{\delta}{h} \right) (K_{AC} + K_{CA}^t) \text{ ---- ②}$$

De ①

$$\Phi_A \frac{\delta}{h} = \frac{\delta}{h} \left( \frac{K_{AB} + K_{AC} + K_{BA}^t + K_{CA}^t}{K_{AB} + K_{AC} + K_{AD} + K_{AE} + K_{BA}^t + K_{CA}^t + K_{DA}^t + K_{EA}^t} \right) - 1$$

Efectuando operaciones:

$$\Phi_A \frac{\delta}{h} = - \frac{\delta}{h} \left( \frac{K_{AD} + K_{AE} + K_{DA}^t + K_{EA}^t}{K_{AB} + K_{AC} + K_{AD} + K_{AE} + K_{BA}^t + K_{CA}^t + K_{DA}^t + K_{EA}^t} \right) \text{ --- ③}$$

Substituyendo ③ en ② :

$$M_{AC} = - \frac{\delta}{h} \frac{(K_{AC} + K_{CA}^t) (K_{AD} + K_{AE} + K_{DA}^t + K_{EA}^t)}{(K_{AB} + K_{AC} + K_{BA}^t + K_{CA}^t) + (K_{AD} + K_{AE} + K_{DA}^t + K_{EA}^t)}$$

Lo cual se puede expresar:

$$M_{CI_A} = - \frac{\delta}{h} \frac{(K_{CI_A} + K_{CI_1} t_{CI_1}) \cdot (\Sigma K_{VA} + \Sigma h_{V1} t_{V1})}{(\Sigma K_{CA} + \Sigma K_{CI} t_{CI}) + (\Sigma K_{VA} + \Sigma h_{V1} t_{V1})} \text{ ---- ④}$$

Donde :

$K_{CI_A}$  es rigidez angular absoluta de la columna inferior en su extremo superior.

$K_{CI_1}$  rigidez angular absoluta de la columna inferior en su extremo inferior.

$t_{CI_1}$  factor de transporte de la columna inferior de su extremo inferior a superior.

- $K_{VA}$  suma de las rigideces angulares absolutas de las vigas en sus extremos que concurren al nudo en estudio.
- $K_{V_1 t_{V_1}}$  suma de los productos de las rigideces angulares absolutas de las vigas en sus extremos opuestos al nudo en estudio y al cual concurren, por los factores de transporte de las vigas del extremo opuesto al nudo en estudio.
- $K_{CA}$  suma de las rigideces angulares absolutas de las columnas en sus extremos que concurren al nudo en estudio.
- $K_{C_1 t_{C_1}}$  suma de los productos de las rigideces angulares absolutas de las columnas en sus extremos opuestos al nudo en estudio y al cual concurren, por los factores de transporte de las columnas del extremo opuesto al nudo en estudio.

Puesto que el punto de inflexión se ha supuesto al centro de las columnas, el momento en cualquier de sus extremos vale:

$$M_{C_1} = \frac{V_h}{2} \quad \text{-----} \quad (5)$$

Substituyendo 5 en 4 :

$$\frac{V_h}{2} = - \frac{6}{h} \cdot \frac{(K_{CI_A} + K_{CI_1} t_{CI_1}) (\sum K_{VA} + \sum K_{V_1} t_{V_1})}{(\sum K_{CA} + \sum K_{C_1} t_{C_1}) + (\sum K_{VA} + \sum K_{V_1} t_{V_1})}$$

Definiendo como rigidez de una columna a la fuerza cortante como:  $R = \frac{V}{\delta}$  De la expresión anterior:

$$K_{CI} = \frac{2}{h^3} \cdot \frac{(K_{CI_A} + K_{CI_1} t_{CI_1}) (\sum K_{VA} + \sum K_{V_1} t_{V_1})}{(\sum K_{CA} + \sum K_{C_1} t_{C_1}) + (\sum K_{VA} + \sum K_{V_1} t_{V_1})} \quad \text{-----} \quad (6)$$

Llamando coeficiente de junta al término:

$$J' = \frac{(K_{CI_A} + K_{CI_1} t_{CI_1}) (\sum K_{VA} + \sum K_{V_1} t_{V_1})}{(\sum K_{CA} + \sum K_{C_1} t_{C_1}) + (\sum K_{VA} + \sum K_{V_1} t_{V_1})} \quad \text{-----} \quad (7)$$

La rigidez a la fuerza cortante de la columna inferior resulta:

$$R_{CI} = \frac{2}{h^3} J' \quad \text{-----} \quad \textcircled{A}$$

Con la expresión A obtenemos la rigidez a la fuerza cortante de una columna en función de su coeficiente de junta.

Si el marco en estudio tiene las columnas de un piso n con altura constante, se puede expresar la rigidez de un piso a la fuerza cortante en función de la suma de los coeficientes de junta de las columnas que forman el piso con la siguiente expresión:

$$R_n = \frac{2}{h^3} \sum J'_n \quad \text{-----} \quad \textcircled{B}$$

De acuerdo con el desarrollo presentado, la expresión B nos permite calcular la rigidez de cualquier piso, teniendo como único requisito que todas las columnas que forman un piso tengan la misma altura.

Notese que la hipótesis simplificatoria más importante utilizados en el desarrollo es suponer que los puntos de inflexión de trabes y columnas están al centro de los mismos por consiguiente, la expresión B no es aplicable al primer piso de un marco articulado, pues en su caso la hipótesis varía gradualmente de la realidad. En el caso de la rigidez del primer piso de un marco empotrado la variación es menor, aun cuando también es importante, su cediendo una cosa semejante en el último piso. En los pisos intermedios la realidad se acerca más a la hipótesis de considerar el punto de inflexión al centro de las columnas.

Si el marco tiene sus trabes y columnas de sección constante, es decir, en aquellos donde el "efecto de junta" no es importante, el coeficiente de junta expresado en la ecuación 7 queda:

$$J' = \frac{6E \left(\frac{I}{L}\right)_{CI} \quad 6E \sum \left(\frac{I}{L}\right)_V}{6E \sum \left(\frac{I}{L}\right)_C + 6E \sum \left(\frac{I}{L}\right)_V} = \frac{6E \left(\frac{I}{L}\right)_{CI} \quad \sum \left(\frac{I}{L}\right)_V}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_C + \sum \left(\frac{I}{L}\right)_V} \quad 8$$

Si ahora llamamos "coeficiente de junta modificado" al término:

$$J = \frac{\left(\frac{I}{L}\right)_{CI} \quad \sum \left(\frac{I}{L}\right)_V}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_C + \sum \left(\frac{I}{L}\right)_V} \quad \text{-----} \quad 9$$

Substituyendo en 8

$$J' = 6 E J$$

Substituyendo ahora en 4

$$R_{CI} = \frac{2}{h^2} 6 E J = \frac{12 E}{h^2} J \quad \text{-----} \quad 10$$

La expresión 10 nos proporciona el valor de la rigidez de la columna inferior en función del "coeficiente de junta modificado" que a su vez está en función de las rigideces angulares relativas de las trabes y columnas.

Análogamente la rigidez del piso n con las mismas limitaciones resulta:

$$K_n = \frac{12 E}{h^2} \sum J \quad \text{-----} \quad 11$$

Como comprobación, cuando las rigideces de las trabes tienden al infinito, el "coeficiente de junta modificado" tiende a uno, ó sea que la rigidez de la columna, de acuerdo con la expresión 10 tiende a:

$$R_{CI} \text{ --- } = \frac{12 E}{h^3}$$

o sea que tiende a la rigidez de una columna doblemente empotrada a la fuerza cortante.

Voy a obtener los coeficientes de junta expresión 9, para rigideces de piso de los distintos marcos haciendolos en forma de tabla, considerando las rigideces reales  $r = \frac{4EI}{L}$  obtenidas en los marcos anteriores

| PISO | NUDO | $K_{c_{inf}}$ | $\Sigma K_{trs}$ | $\Sigma K_{col}$ | $K_{c_{inf}} \Sigma K_{h2}$ | $\Sigma K_{h2} + \Sigma K_c$ | J     | $\Sigma J$ | FD   |
|------|------|---------------|------------------|------------------|-----------------------------|------------------------------|-------|------------|------|
| Az   | 1    | 2.67          | 1.80             | 2.67             | 4.80                        | 4.47                         | 1.073 | 5.400      | 0.20 |
|      | 2    | 2.67          | 4.15             | 2.67             | 11.08                       | 6.82                         | 1.627 |            | 0.30 |
|      | 3    | 2.67          | 4.15             | 2.67             | 11.08                       | 6.82                         | 1.627 |            | 0.30 |
|      | 4    | 2.67          | 1.80             | 2.67             | 4.80                        | 4.47                         | 1.073 |            | 0.20 |
| 4a   | 1    | 3.05          | 1.80             | 5.72             | 5.49                        | 7.52                         | 0.730 | 4.026      | 0.18 |
|      | 2    | 3.05          | 4.15             | 5.72             | 12.65                       | 9.87                         | 1.283 |            | 0.32 |
|      | 3    | 3.05          | 4.15             | 5.72             | 12.65                       | 9.87                         | 1.283 |            | 0.32 |
|      | 4    | 3.05          | 1.80             | 5.72             | 5.49                        | 7.52                         | 0.730 |            | 0.18 |
| 3a   | 1    | 3.05          | 1.80             | 6.10             | 5.49                        | 7.90                         | 0.695 | 3.856      | 0.18 |
|      | 2    | 3.05          | 4.15             | 6.10             | 12.65                       | 10.25                        | 1.233 |            | 0.32 |
|      | 3    | 3.05          | 4.15             | 6.10             | 12.65                       | 10.25                        | 1.233 |            | 0.32 |
|      | 4    | 3.05          | 1.80             | 6.10             | 5.49                        | 7.90                         | 0.695 |            | 0.18 |
| 2a   | 1    | 3.05          | 1.80             | 6.10             | 5.49                        | 7.90                         | 0.695 | 3.856      | 0.18 |
|      | 2    | 3.05          | 4.15             | 6.10             | 12.65                       | 10.25                        | 1.233 |            | 0.32 |
|      | 3    | 3.05          | 4.15             | 6.10             | 12.65                       | 10.25                        | 1.233 |            | 0.32 |
|      | 4    | 3.05          | 1.80             | 6.10             | 5.49                        | 7.90                         | 0.695 |            | 0.18 |
| 1a   | 1    | 3.05          | 1.80             | 6.10             | 5.49                        | 7.90                         | 0.695 | 3.856      | 0.18 |
|      | 2    | 3.05          | 4.15             | 6.10             | 12.65                       | 10.25                        | 1.233 |            | 0.32 |
|      | 3    | 3.05          | 4.15             | 6.10             | 12.65                       | 10.25                        | 1.233 |            | 0.32 |
|      | 4    | 3.05          | 1.80             | 6.10             | 5.49                        | 7.90                         | 0.695 |            | 0.18 |
| PB   | 1    | 3.22          | 1.80             | 6.27             | 5.78                        | 8.07                         | 0.716 | 3.992      | 0.18 |
|      | 2    | 3.22          | 4.15             | 6.27             | 13.35                       | 10.42                        | 1.280 |            | 0.32 |
|      | 3    | 3.22          | 4.15             | 6.27             | 13.35                       | 10.42                        | 1.280 |            | 0.32 |
|      | 4    | 3.22          | 1.80             | 6.27             | 5.78                        | 8.07                         | 0.716 |            | 0.18 |

## MARCOS A Y C

Todos los valores aquí tabulados están  
afectados por  $\frac{E}{1000}$

$$J = \frac{K_{c_{inf}} \Sigma K_{trs}}{\Sigma K_{trs} + \Sigma K_{col}}$$

| PISO | NÚMERO | $K_{c,inf}$ | $\Sigma K_{trs}$ | $\Sigma K_{rob}$ | $K_{top} \Sigma K_{tr2}$ | $\Sigma K_{tr2} \Sigma K_c$ | J     | $\Sigma J$ | FD    |
|------|--------|-------------|------------------|------------------|--------------------------|-----------------------------|-------|------------|-------|
| Az   | 1      | 2.67        | 1.80             | 2.67             | 4.82                     | 4.47                        | 1.08  | 8.50       | 0.13  |
|      | 2      | 13.50       | 4.15             | 13.50            | 56.00                    | 17.65                       | 3.17  |            | 0.37  |
|      | 3      | 13.50       | 4.15             | 13.50            | 56.00                    | 17.65                       | 3.17  |            | 0.37  |
|      | 4      | 2.67        | 1.80             | 2.67             | 4.82                     | 4.47                        | 1.08  |            | 0.13  |
| 4a   | 1      | 3.05        | 1.80             | 5.72             | 5.40                     | 7.52                        | 0.718 | 5.308      | 0.135 |
|      | 2      | 15.42       | 4.15             | 28.92            | 64.00                    | 33.07                       | 1.936 |            | 0.365 |
|      | 3      | 15.42       | 4.15             | 28.92            | 64.00                    | 33.07                       | 1.936 |            | 0.365 |
|      | 4      | 3.05        | 1.80             | 5.72             | 5.40                     | 7.52                        | 0.718 |            | 0.135 |
| 3a   | 1      | 3.05        | 1.80             | 6.10             | 5.40                     | 7.90                        | 0.684 | 5.028      | 0.136 |
|      | 2      | 15.42       | 4.15             | 30.84            | 64.00                    | 34.99                       | 1.830 |            | 0.364 |
|      | 3      | 15.42       | 4.15             | 30.84            | 64.00                    | 34.99                       | 1.830 |            | 0.364 |
|      | 4      | 3.05        | 1.80             | 6.10             | 5.40                     | 7.90                        | 0.684 |            | 0.136 |
| 2a   | 1      | 3.05        | 1.80             | 6.10             | 5.40                     | 7.90                        | 0.684 | 5.028      | 0.136 |
|      | 2      | 15.42       | 4.15             | 30.84            | 64.00                    | 34.99                       | 1.830 |            | 0.364 |
|      | 3      | 15.42       | 4.15             | 30.84            | 64.00                    | 34.99                       | 1.830 |            | 0.364 |
|      | 4      | 3.05        | 1.80             | 6.10             | 5.40                     | 7.90                        | 0.684 |            | 0.136 |
| 1a   | 1      | 3.05        | 1.80             | 6.10             | 5.40                     | 7.90                        | 0.684 | 5.028      | 0.136 |
|      | 2      | 15.42       | 4.15             | 30.84            | 64.00                    | 34.99                       | 1.830 |            | 0.364 |
|      | 3      | 15.42       | 4.15             | 30.84            | 64.00                    | 34.99                       | 1.830 |            | 0.364 |
|      | 4      | 3.05        | 1.80             | 6.10             | 5.40                     | 7.90                        | 0.684 |            | 0.336 |
| PB   | 1      | 3.22        | 1.80             | 6.27             | 5.80                     | 8.07                        | 0.718 | 5.202      | 0.14  |
|      | 2      | 16.30       | 4.15             | 31.72            | 67.60                    | 35.87                       | 1.883 |            | 0.36  |
|      | 3      | 16.30       | 4.15             | 31.72            | 67.60                    | 35.87                       | 1.883 |            | 0.36  |
|      | 4      | 3.22        | 1.80             | 6.27             | 5.80                     | 8.07                        | 0.718 |            | 0.14  |

MARCO B

| PISO | NUDO | $k_{c_{inf}}$ | $\Sigma k_{trs}$ | $\Sigma k_{col}$ | $k_{inf} \Sigma k_{tr}$ | $\Sigma k_{tr} + \Sigma k_c$ | J     | $\Sigma J$ | FD    |
|------|------|---------------|------------------|------------------|-------------------------|------------------------------|-------|------------|-------|
| AZ   | A    | 2.67          | 1.70             | 2.67             | 4.54                    | 4.37                         | 1.04  |            | 0.292 |
|      | B    | 2.67          | 3.40             | 2.67             | 9.06                    | 6.07                         | 1.49  | 3.57       | 0.416 |
|      | C    | 2.67          | 1.70             | 2.67             | 4.54                    | 4.37                         | 1.04  |            | 0.292 |
| 4º   | A    | 3.05          | 1.70             | 5.72             | 5.18                    | 7.42                         | 0.70  |            | 0.276 |
|      | B    | 3.05          | 3.40             | 5.72             | 10.37                   | 9.12                         | 1.137 | 2.557      | 0.448 |
|      | C    | 3.05          | 1.70             | 5.72             | 5.18                    | 7.42                         | 0.70  |            | 0.276 |
| 3º   | A    | 3.05          | 1.70             | 6.10             | 5.18                    | 7.80                         | 0.665 |            | 0.275 |
|      | B    | 3.05          | 3.40             | 6.10             | 10.37                   | 9.50                         | 1.090 | 2.420      | 0.45  |
|      | C    | 3.05          | 1.70             | 6.10             | 5.18                    | 7.80                         | 0.665 |            | 0.275 |
| 2º   | A    | 3.05          | 1.70             | 6.10             | 5.18                    | 7.80                         | 0.665 |            | 0.275 |
|      | B    | 3.05          | 3.40             | 6.10             | 10.37                   | 9.50                         | 1.090 | 2.420      | 0.45  |
|      | C    | 3.05          | 1.70             | 6.10             | 5.18                    | 7.80                         | 0.665 |            | 0.275 |
| 1º   | A    | 3.05          | 1.70             | 6.10             | 5.18                    | 7.80                         | 0.665 |            | 0.275 |
|      | B    | 3.05          | 3.40             | 6.10             | 10.37                   | 9.50                         | 1.090 | 2.420      | 0.45  |
|      | C    | 3.05          | 1.70             | 6.10             | 5.18                    | 7.80                         | 0.665 |            | 0.275 |
| PB   | A    | 3.22          | 1.70             | 6.27             | 5.48                    | 7.97                         | 0.687 |            | 0.274 |
|      | B    | 3.22          | 3.40             | 6.27             | 10.95                   | 9.67                         | 1.132 | 2.506      | 0.452 |
|      | C    | 3.22          | 1.70             | 6.27             | 5.48                    | 7.97                         | 0.687 |            | 0.274 |

MARCOS 1 Y 4

$$J = \frac{k_{c_{inf}} \Sigma k_{tr}}{\Sigma k_{tr} + \Sigma k_{col}}$$

| PISO | NUDO | $K_{inf}$ | $\Sigma K_{trs}$ | $\Sigma K_{col}$ | $K_{x,y} \Sigma K_{ps}$ | $\Sigma K_{x,y} \Sigma K_c$ | J     | $\Sigma J$ | FD   |
|------|------|-----------|------------------|------------------|-------------------------|-----------------------------|-------|------------|------|
| AZ   | A    | 2.67      | 1.70             | 2.67             | 4.54                    | 4.37                        | 1.04  |            | 0.22 |
|      | B    | 13.50     | 3.40             | 13.50            | 45.90                   | 16.90                       | 2.71  | 4.79       | 0.56 |
|      | C    | 2.67      | 1.70             | 2.67             | 4.54                    | 4.37                        | 1.04  |            | 0.22 |
| 4ª   | A    | 3.05      | 1.70             | 5.72             | 5.18                    | 7.42                        | 0.70  |            | 0.23 |
|      | B    | 15.42     | 3.40             | 28.92            | 52.50                   | 32.52                       | 1.625 | 3.025      | 0.54 |
|      | C    | 3.05      | 1.70             | 5.72             | 5.18                    | 7.42                        | 0.70  |            | 0.23 |
| 3ª   | A    | 3.05      | 1.70             | 6.10             | 5.18                    | 7.80                        | 0.665 |            | 0.23 |
|      | B    | 15.42     | 3.40             | 30.84            | 52.50                   | 34.24                       | 1.535 | 2.865      | 0.54 |
|      | C    | 3.05      | 1.70             | 6.10             | 5.18                    | 7.80                        | 0.665 |            | 0.23 |
| 2ª   | A    | 3.05      | 1.70             | 6.10             | 5.18                    | 7.80                        | 0.665 |            | 0.23 |
|      | B    | 15.42     | 3.40             | 30.84            | 52.50                   | 34.24                       | 1.535 | 2.865      | 0.54 |
|      | C    | 3.05      | 1.70             | 6.10             | 5.18                    | 7.80                        | 0.665 |            | 0.23 |
| 1ª   | A    | 3.05      | 1.70             | 6.10             | 5.18                    | 7.80                        | 0.665 |            | 0.23 |
|      | B    | 15.42     | 3.40             | 30.84            | 52.50                   | 34.24                       | 1.535 | 2.865      | 0.54 |
|      | C    | 3.05      | 1.70             | 6.10             | 5.18                    | 7.80                        | 0.665 |            | 0.23 |
| PB   | A    | 3.22      | 1.70             | 6.27             | 5.48                    | 7.97                        | 0.687 |            | 0.23 |
|      | B    | 16.30     | 3.40             | 31.72            | 55.40                   | 35.12                       | 1.578 | 2.952      | 0.54 |
|      | C    | 3.22      | 1.70             | 6.27             | 5.48                    | 7.97                        | 0.687 |            | 0.23 |

Vamos a obtener los cortantes directos en los marcos, tomando en cuenta los cortantes obtenidos en la tabla de la fuerza sísmica, y la suma de rigideces considerando la dirección de los marcos, es decir las rigideces de -- marcos.

| NIVEL | MARCO | CTE.   | J     | FD   | V MARCO |
|-------|-------|--------|-------|------|---------|
| A2    | 1     | 26.60  | 3.57  | 0.21 | 5.60    |
|       | 2     |        | 4.79  | 0.29 | 7.72    |
|       | 3     |        | 4.79  | 0.29 | 7.72    |
|       | 4     |        | 3.57  | 0.21 | 5.60    |
|       | A     | 26.60  | 5.40  | 0.28 | 7.45    |
|       | B     |        | 8.50  | 0.44 | 11.70   |
|       | C     |        | 5.40  | 0.28 | 7.45    |
| 42    | 1     | 51.20  | 2.337 | 0.23 | 11.80   |
|       | 2     |        | 3.025 | 0.27 | 13.80   |
|       | 3     |        | 3.024 | 0.27 | 13.80   |
|       | 4     |        | 2.337 | 0.23 | 11.80   |
|       | A     | 51.20  | 4.026 | 0.30 | 15.40   |
|       | B     |        | 5.508 | 0.40 | 20.50   |
|       | C     |        | 4.025 | 0.30 | 15.40   |
| 32    | 1     | 71.85  | 2.420 | 0.23 | 16.50   |
|       | 2     |        | 2.865 | 0.27 | 19.40   |
|       | 3     |        | 2.865 | 0.27 | 19.40   |
|       | 4     |        | 2.420 | 0.23 | 16.50   |
|       | A     | 71.85  | 3.856 | 0.30 | 21.60   |
|       | B     |        | 5.028 | 0.40 | 28.80   |
|       | C     |        | 3.856 | 0.30 | 21.60   |
| 22    | 1     | 87.23  | 2.420 | 0.23 | 20.10   |
|       | 2     |        | 2.865 | 0.27 | 23.60   |
|       | 3     |        | 2.865 | 0.27 | 23.60   |
|       | 4     |        | 2.420 | 0.23 | 20.10   |
|       | A     | 87.23  | 3.856 | 0.30 | 26.20   |
|       | B     |        | 5.028 | 0.40 | 35.00   |
|       | C     |        | 3.856 | 0.30 | 26.20   |
| 12    | 1     | 97.39  | 2.42  | 0.23 | 22.40   |
|       | 2     |        | 2.865 | 0.27 | 26.30   |
|       | 3     |        | 2.865 | 0.27 | 26.30   |
|       | 4     |        | 2.42  | 0.23 | 22.40   |
|       | A     | 97.39  | 3.856 | 0.30 | 29.30   |
|       | B     |        | 5.028 | 0.40 | 39.60   |
|       | C     |        | 3.856 | 0.30 | 29.30   |
| PB    | 1     | 102.34 | 2.506 | 0.23 | 23.60   |
|       | 2     |        | 2.952 | 0.27 | 27.70   |
|       | 3     |        | 2.952 | 0.27 | 27.70   |
|       | 4     |        | 2.506 | 0.23 | 23.60   |
|       | A     | 102.34 | 3.992 | 0.30 | 30.70   |
|       | B     |        | 5.202 | 0.40 | 41.00   |
|       | C     |        | 3.992 | 0.30 | 30.70   |

CORTANTE DIRECTO EN MARCOS

V.- Determinación de la posición del centro de torsión en cada entrepiso. El centro de torsión es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica, para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entre piso sea exclusivamente de traslación. En caso contrario existe torsión o rotación relativa entre dos niveles consecutivos.

Con las rigideces obtenidas se procede a obtener el centro de torsión de cada planta. El centro de torsión está definido como el centro de rigideces de entrepiso.

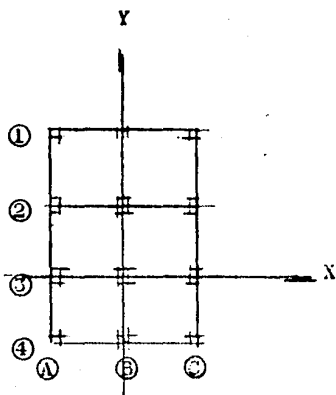
El centro de torsión se obtiene tomando momentos estáticos de las rigideces del entrepiso que se está considerando con respecto a ejes  $x$ ,  $y$  arbitrariamente escogidos.

Las expresiones para calcular las coordenadas del centro de torsión con respecto a un sistema cualesquiera de referencia son :

$$X_t = \frac{R_{iy} X_i}{R_{iy}}$$

$$Y_t = \frac{R_{ix} Y_i}{R_{ix}}$$

Consideremos el sistema de ejes siguiente y obtengamos los centros de torsión.



| NIVEL | MARCO | J     | X      | Y     | XJ     | YJ     |
|-------|-------|-------|--------|-------|--------|--------|
| AZ    | 1     | 3.57  |        | 12.17 |        | 43.50  |
|       | 2     | 4.79  |        | 5.30  |        | 35.40  |
|       | 3     | 4.79  |        | 0     |        |        |
|       | 4     | 3.57  |        | -6.87 |        | -24.50 |
|       |       | 16.72 |        |       |        | 14.40  |
|       | A     | 5.40  | - 7.30 |       | -39.40 |        |
|       | B     | 8.50  | 0      |       |        |        |
|       | C     | 5.40  | 7.30   |       | 39.40  |        |
|       |       |       |        |       | 0      |        |
| 42    | 1     | 2.53  |        | 12.17 |        | 30.80  |
|       | 2     | 3.02  |        | 5.30  |        | 16.00  |
|       | 3     | 3.03  |        | 0     |        |        |
|       | 4     | 2.54  |        | -6.87 |        | -17.45 |
|       |       | 11.12 |        |       |        | 29.35  |
|       | A     | 4.02  | - 7.30 |       | -29.40 |        |
|       | B     | 5.31  | 0      |       |        |        |
|       | C     | 4.03  | 7.30   |       | 29.40  |        |
|       |       |       |        |       | 0      |        |
| 32    | 1     | 2.42  |        | 12.17 |        | 29.48  |
|       | 2     | 2.86  |        | 5.30  |        | 15.17  |
|       | 3     | 2.87  |        | 0     |        |        |
|       | 4     | 2.42  |        | -6.87 |        | -16.62 |
|       |       | 10.57 |        |       |        | 28.03  |
|       | A     | 3.85  | - 7.30 |       | -28.10 |        |
|       | B     | 5.03  | 0      |       |        |        |
|       | C     | 3.85  | 7.30   |       | 28.10  |        |
|       |       |       |        |       | 0      |        |
| 22    | 1     | 2.42  |        | 12.17 |        | 29.48  |
|       | 2     | 2.86  |        | 5.30  |        | 15.17  |
|       | 3     | 2.87  |        | 0     |        |        |
|       | 4     | 2.42  |        | -6.87 |        | -16.62 |
|       |       | 10.57 |        |       |        | 28.03  |
|       | A     | 3.85  | - 7.30 |       | -28.10 |        |
|       | B     | 5.03  | 0      |       |        |        |
|       | C     | 3.86  | 7.30   |       | 28.10  |        |
|       |       |       |        |       | 0      |        |

CENTROS DE TORSION POR PISO

| NIVEL | MARCO | J     | X      | Y     | XJ     | YJ     |
|-------|-------|-------|--------|-------|--------|--------|
| 12    | 1     | 2.42  |        | 12.17 |        | 29.48  |
|       | 2     | 2.86  |        | 5.30  |        | 15.17  |
|       | 3     | 2.87  |        | 0     |        |        |
|       | 4     | 2.42  |        | -6.87 |        | -16.62 |
|       |       | 10.57 |        |       |        | 28.03  |
|       | A     | 3.85  | - 7.30 |       | -28.10 |        |
|       | B     | 5.03  | 0      |       |        |        |
|       | C     | 3.86  | 7.30   |       | 28.10  |        |
| PB    |       | 12.74 |        |       | 0      |        |
|       | 1     | 2.50  |        | 12.17 |        | 30.45  |
|       | 2     | 2.95  |        | 5.30  |        | 15.64  |
|       | 3     | 2.95  |        | 0     |        |        |
|       | 4     | 2.51  |        | -6.87 |        | -17.23 |
|       |       | 10.91 |        |       |        | 28.86  |
|       | A     | 3.99  | - 7.30 |       | -29.20 |        |
|       | B     | 5.20  | 0      |       |        |        |
|       | C     | 3.99  | 7.30   |       | 29.20  |        |
|       |       |       |        |       | 0      |        |

CENTROS DE TORSION POR PISO

VI.- La fuerza cortante que debe ser resistida por un marco cualquiera en un piso, es igual a la suma de los efectos: el debido a la fuerza cortante de piso (tabla de cortantes directos anterior), supuesta actuando en el centro de rigideces y el debido al momento torsionante del piso. Si la dirección analizada del sismo es la paralela al eje X, se obtienen las siguientes cortantes.

En los marcos X, por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de rigideces:

$$V \frac{K_{ix}}{\sum K_{ix}}$$

En los marcos X, por efecto de la torsión:

$$\frac{M_t K_{ix} Y_{it}}{\sum K_{ix} Y_{it}^2 + \sum K_{iy} X_{it}^2}$$

En los marcos Y, por efecto de la torsión:

$$\frac{M_t K_{iy} X_{it}}{\sum K_{ix} Y_{it}^2 + \sum K_{iy} X_{it}^2}$$

En las expresiones anteriores:

V Es la fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado.

$X_{it}$   $Y_{it}$  Son las coordenadas de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso en cuestión.

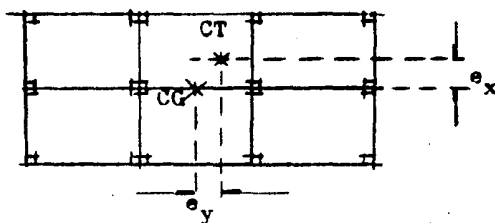
$M_t$  Momento torsionante en el entrepiso considerado que es igual al producto de la fuerza cortante en el piso por la siguiente excentricidad:

$$1.5e \pm 0.05 L$$

Donde  $e$  es la excentricidad calculada como la distancia de acción del cortante y el centro de torsión, y  $L$  es la mayor dimensión de la planta considerada del edificio medida perpendicularmente a la dirección del sismo. El signo deberá

tomarse en cada marco en tal forma que dé lugar a los máximos esfuerzos.

Como el centro de gravedad de cargas en cada nivel es el punto donde se considera aplicada la fuerza sísmica y éste no coincide con el centro de rigideces (torsión entonces existirá una rotación relativa entre los dos niveles consecutivos debidos a la excentricidad y a la fuerza sísmica, que nos producirá un momento de torsión como se muestra en la siguiente figura:



| NIV. | X       | Y     | X | Y     | $e_x$  | $e_y$ | $e_x$ | $e_y$ |
|------|---------|-------|---|-------|--------|-------|-------|-------|
| AZ   | -0.326  | 2.832 | 0 | 2.655 | 0.326  | 0.177 | 1.239 | 1.237 |
| 42   | -0.184  | 2.667 | 0 | 2.640 | 0.184  | 0.027 | 1.046 | 1.012 |
| 32   | -0.1066 | 2.691 | 0 | 2.650 | 0.1066 | 0.044 | 0.910 | 1.033 |
| 22   | -0.0709 | 2.696 | 0 | 2.650 | 0.0709 | 0.046 | 0.856 | 1.041 |
| 12   | -0.0483 | 2.702 | 0 | 2.650 | 0.0483 | 0.052 | 0.822 | 1.050 |
| PB   | -0.0340 | 2.702 | 0 | 2.640 | 0.0349 | 0.067 | 0.902 | 1.072 |

1            2            3            4            5            6            7            8

1 y 2 Centros de gravedad (C.G.)

3 y 4 Centros de torsión (C.T.)

5 y 6 Diferencias

7 y 8 Excentricidades calculadas.

## CONSTANTS FOR TORSION

| CONSTANTES POR TORSION |      |       |       |             |             |                 |                 |                   |                   |                 |                 |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
|------------------------|------|-------|-------|-------------|-------------|-----------------|-----------------|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------|------------------------------------|---------------------------------------|------------|------------|----------|----------|-------------|--|--|--|
| NIVEL                  | ALTO | $K_1$ | $K_2$ | $\bar{Y}_T$ | $\bar{X}_T$ | $K_3 \bar{Y}_T$ | $K_4 \bar{X}_T$ | $K_5 \bar{Y}_T^2$ | $K_6 \bar{X}_T^2$ | $K_7 \bar{Y}_T$ | $K_8 \bar{X}_T$ | $K_9 \bar{Y}_T^2 + 2K_7 \bar{X}_T$ | $K_{10} \bar{X}_T^2 + 2K_8 \bar{Y}_T$ | $\sigma_x$ | $\sigma_y$ | $M_{Tx}$ | $M_{Ty}$ | $S/\bar{V}$ |  |  |  |
| AZ                     | 1    |       | 3.57  | 9.52        |             | 34.0            |                 | 324.0             |                   | 0.02630         |                 |                                    |                                       | 1.04       | 1.23       | 32.7     | 33.0     | 7.11        |  |  |  |
|                        | 2    |       | 4.79  | 2.65        |             | 12.7            |                 | 33.7              |                   | 0.00982         |                 |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
|                        | 3    |       | 4.79  | -2.65       |             | -12.7           |                 | 33.7              |                   | -0.00982        |                 |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
|                        | 4    | 5.40  |       | -9.52       | -7.30       | -54.00          | -39.4           | 324.0             |                   | -0.02630        | -0.03050        |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
| 42                     | 1    |       | 2.53  | 9.53        |             | 24.1            |                 | 230.0             |                   | 0.0259          |                 |                                    |                                       | 1.04       | 1.01       | 51.6     | 53.2     | 15.4        |  |  |  |
|                        | 2    |       | 3.02  | 2.66        |             | 8.03            |                 | 21.3              |                   | 0.0086          |                 |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
|                        | 3    |       | 3.04  | -2.64       |             | -8.0            |                 | 21.1              |                   | -0.0086         |                 |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
|                        | 4    | 4.02  |       | -9.51       | -7.30       | -24.2           | -29.4           | 230.0             |                   | -0.026          | -0.0315         |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
| 3°                     | 1    |       | 2.42  | 9.52        |             | 23.0            |                 | 219.0             |                   | 0.0259          |                 |                                    |                                       | 0.91       | 1.03       | 74.0     | 65.4     | 21.28       |  |  |  |
|                        | 2    |       | 2.89  | 2.65        |             | 7.58            |                 | 20.1              |                   | 0.00854         |                 |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
|                        | 3    |       | 2.87  | -2.65       |             | -7.60           |                 | 20.1              |                   | -0.00855        |                 |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
|                        | 4    | 3.85  |       | -9.52       | -7.30       | -23.0           | -28.1           | 219.0             |                   | -0.0259         | -0.0316         |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
| 2°                     | 1    |       | 2.42  | 9.52        |             | 23.0            |                 | 219.0             |                   | 0.0259          |                 |                                    |                                       | 0.85       | 1.04       | 90.6     | 75.0     | 26.35       |  |  |  |
|                        | 2    |       | 2.86  | 2.65        |             | 7.58            |                 | 20.1              |                   | 0.00854         |                 |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
|                        | 3    |       | 2.87  | -2.65       |             | -7.60           |                 | 20.1              |                   | -0.00854        |                 |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
|                        | 4    | 3.83  |       | -9.52       | -7.30       | -23.0           | -28.1           | 219.0             |                   | -0.0259         | -0.0316         |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
| 1°                     | 1    |       | 2.42  | 9.52        |             | 23.0            |                 | 219.0             |                   | 0.0259          |                 |                                    |                                       | 0.82       | 1.05       | 102.0    | 80.0     | 29.39       |  |  |  |
|                        | 2    |       | 2.86  | 2.45        |             | 7.58            |                 | 20.1              |                   | 0.00854         |                 |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
|                        | 3    |       | 2.87  | -2.65       |             | -7.6            |                 | 20.1              |                   | -0.00854        |                 |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
|                        | 4    | 3.85  |       | -9.52       | -7.30       | -23.0           | -28.1           | 219.0             |                   | -0.0259         | -0.0316         |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
| PB                     | 1    |       | 2.50  | 9.53        |             | 23.8            |                 | 227.0             |                   | 0.0262          |                 |                                    |                                       | 0.90       | 1.07       | 109.5    | 92.0     | 30.41       |  |  |  |
|                        | 2    |       | 2.95  | 1.66        |             | 7.85            |                 | 20.9              |                   | 0.00853         |                 |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
|                        | 3    |       | 2.95  | -2.64       |             | -7.8            |                 | 20.5              |                   | -0.00853        |                 |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |
|                        | 4    | 3.99  |       | -9.51       | -7.30       | -23.9           | -29.1           | 227.0             |                   | -0.0262         | -0.032          |                                    |                                       |            |            |          |          |             |  |  |  |

SECTION

62

| $K_x \bar{Y}^2$                         | $K_y \bar{X}^2$     | $\frac{K_x \bar{Y}^2 + K_y \bar{X}^2}{E K_x \bar{Y}^2 + E K_y \bar{X}^2}$ | $\frac{K_x \bar{Y}^2}{E K_x \bar{Y}^2 + E K_y \bar{X}^2}$ | $\frac{K_y \bar{X}^2}{E K_x \bar{Y}^2 + E K_y \bar{X}^2}$ | $\theta_x$ | $\theta_y$ | $M_{Tx}$ | $M_{Ty}$                | SISMO SENTIDO Y    |                                |                                  | SISMO SENTIDO X                |                                                             |                                                             | $V_{TOT}$ | $V_{EISEO}$ |
|-----------------------------------------|---------------------|---------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|------------|------------|----------|-------------------------|--------------------|--------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|-----------|-------------|
|                                         |                     |                                                                           |                                                           |                                                           |            |            |          |                         | $V_{AY}$           | $V_{TY}$                       | $V_{TX}$                         | $V_{AX}$                       | $V_{TX}$                                                    | $V_{TX}$                                                    |           |             |
| 324.0<br>33.7<br>33.7<br>324.0<br>772.4 | 228.0<br>228.0<br>0 | 0.02630<br>0.00982<br>-0.00932<br>-0.02630                                | -0.03050<br>0<br>0.0305                                   | 1.24                                                      | 1.25       | 32.7       | 33.0     | 7.45<br>11.7<br>7.45    | -1.01<br>0<br>1.01 | 0.87<br>0.32<br>-0.32<br>-0.87 | 5.60<br>7.75<br>7.75<br>5.60     | 0.86<br>0.32<br>-0.32<br>-0.66 | 5.46<br>2.04<br>7.40<br>4.74<br>11.70<br>8.46               | 6.46<br>8.04<br>7.72<br>8.60<br>7.45<br>8.46                |           |             |
| 230.0<br>21.3<br>21.1<br>230.0          | 214.5<br>0<br>214.5 | 0.0259<br>0.0086<br>-0.0086<br>-0.026                                     | -0.0315<br>0<br>0.0315                                    | 1.04                                                      | 1.01       | 51.6       | 53.2     | 15.40<br>20.50<br>15.40 | -1.68<br>0<br>1.68 | 1.38<br>0.46<br>-0.46<br>-1.38 | 11.30<br>13.80<br>13.80<br>11.30 | 1.34<br>0.44<br>-0.44<br>-1.34 | 13.14<br>14.24<br>13.80<br>13.80<br>15.40<br>20.50<br>17.08 | 13.14<br>14.24<br>13.80<br>13.80<br>15.40<br>20.50<br>17.08 |           |             |
| 219.0<br>20.1<br>20.1<br>219.0          | 205.0<br>0<br>206.0 | 0.0259<br>0.00854<br>-0.00855<br>-0.0259                                  | -0.0316<br>0<br>0.0316                                    | 0.91                                                      | 1.03       | 74.0       | 65.4     | 21.6<br>28.8<br>21.6    | -2.07<br>0<br>2.07 | 1.70<br>0.56<br>-0.56<br>-1.70 | 16.50<br>19.40<br>19.40<br>16.50 | 1.92<br>0.63<br>-0.63<br>-1.92 | 18.42<br>20.05<br>18.77<br>14.58<br>19.53<br>28.80<br>23.67 | 18.42<br>20.05<br>19.40<br>16.50<br>21.60<br>28.80<br>23.67 |           |             |
| 219.0<br>20.1<br>20.1<br>219.0          | 205.0<br>0<br>206.0 | 0.0259<br>0.00854<br>-0.00854<br>-0.0259                                  | -0.0316<br>0<br>0.0316                                    | 0.85                                                      | 1.04       | 90.6       | 75.0     | 26.20<br>35.0<br>26.2   | -2.33<br>0<br>2.33 | 1.94<br>0.64<br>-0.64<br>-1.94 | 20.10<br>23.60<br>23.60<br>20.10 | 2.35<br>0.77<br>-0.77<br>-2.35 | 21.45<br>24.37<br>22.85<br>17.75<br>23.83<br>35.00<br>28.57 | 21.45<br>24.37<br>23.60<br>20.10<br>26.30<br>35.00<br>28.57 |           |             |
| 219.0<br>20.1<br>20.1<br>219.0          | 205.0<br>0<br>206.0 | 0.0259<br>0.00854<br>-0.00854<br>-0.0259                                  | -0.0316<br>0<br>0.0316                                    | 0.82                                                      | 1.05       | 102.0      | 80.0     | 29.30<br>39.0<br>29.30  | -2.53<br>0<br>2.53 | 2.07<br>0.68<br>-0.68<br>-2.07 | 22.40<br>26.30<br>26.30<br>22.40 | 2.64<br>0.87<br>-0.87<br>-2.64 | 25.04<br>27.17<br>25.43<br>19.76<br>26.77<br>39.00<br>31.83 | 25.04<br>27.17<br>26.30<br>22.40<br>29.30<br>39.00<br>31.83 |           |             |
| 227.0<br>20.9<br>20.5<br>227.0          | 212.5<br>0<br>212.5 | 0.0262<br>0.00863<br>-0.00863<br>-0.0262                                  | -0.032<br>0<br>0.032                                      | 0.90                                                      | 1.07       | 109.5      | 92.0     | 30.70<br>41.0<br>30.70  | -2.94<br>0<br>2.94 | 2.41<br>0.79<br>-0.79<br>-2.41 | 23.60<br>27.70<br>27.70<br>23.60 | 2.87<br>0.94<br>-0.94<br>-2.87 | 26.47<br>28.64<br>26.76<br>20.73<br>27.76<br>41.00<br>33.64 | 26.47<br>28.64<br>27.70<br>23.60<br>30.70<br>41.00<br>33.64 |           |             |

VII.- Conocido el sistema de cargas que actúa en cada marco, vamos a analizarlos de acuerdo con el método de Bowman, el cual es un método aproximado que considera las siguientes hipótesis:

- a) Los puntos de inflexión en las trabes exteriores se encuentran a 0.55 de su claro, a partir de su extremo exterior. En trabes interiores, el punto de inflexión se encuentra en el centro del claro, excepto en la crujía central cuando el número de crujías es impar o en las dos centrales si es par. En estas crujías la posición de los puntos de inflexión en las trabes está forzada por condiciones de simetría y -- equilibrio.
- b) Los puntos de inflexión en las columnas del primer entrepiso se encuentran a 0.60 de su altura, a partir de la base.

En marcos de dos o más, tres o más, o cuatro o -- más entrepisos, respectivamente, los puntos de inflexión en las columnas de los entrepisos último, penúltimo y antepenúltimo respectivamente, se encuentran a 0.65, 0.60 y 0.55 de la altura correspondiente, a partir del extremo superior.

En edificios de cinco o más entrepisos, los puntos de inflexión en columnas para los cuales no se ha especificado la posición, se encuentran al centro de su altura.

- c) La fuerza cortante de cada entrepiso se distribuye de la forma siguiente.

En el primer entrepiso

Una fuerza cortante igual a  $V_c = \frac{N - 0.5}{N + 1} V$ , se distribuye directamente entre las columnas proporcionalmente a sus rigideces. La fuerza cortante  $V_t = V - V_c$  se distribuye entre las crujías proporcionalmente a la rigidez de la trabe que la limita en la parte superior.

La cortante de cada crujía se distribuye en partes iguales entre las dos columnas que la limitan.

En pisos superiores

Una fuerza cortante:

$$V_c = \frac{N - 2}{N + 1} V$$

se distribuye directamente entre las columnas. La cortante  $V_t = V - V_c$  se distribuye entre las crujias como se hizo en planta baja.

En estas expresiones:

$V_c$  = fuerza cortante tótal en un entrepiso.

$N$  = Número de crujias del marco en el entrepiso con siderado.

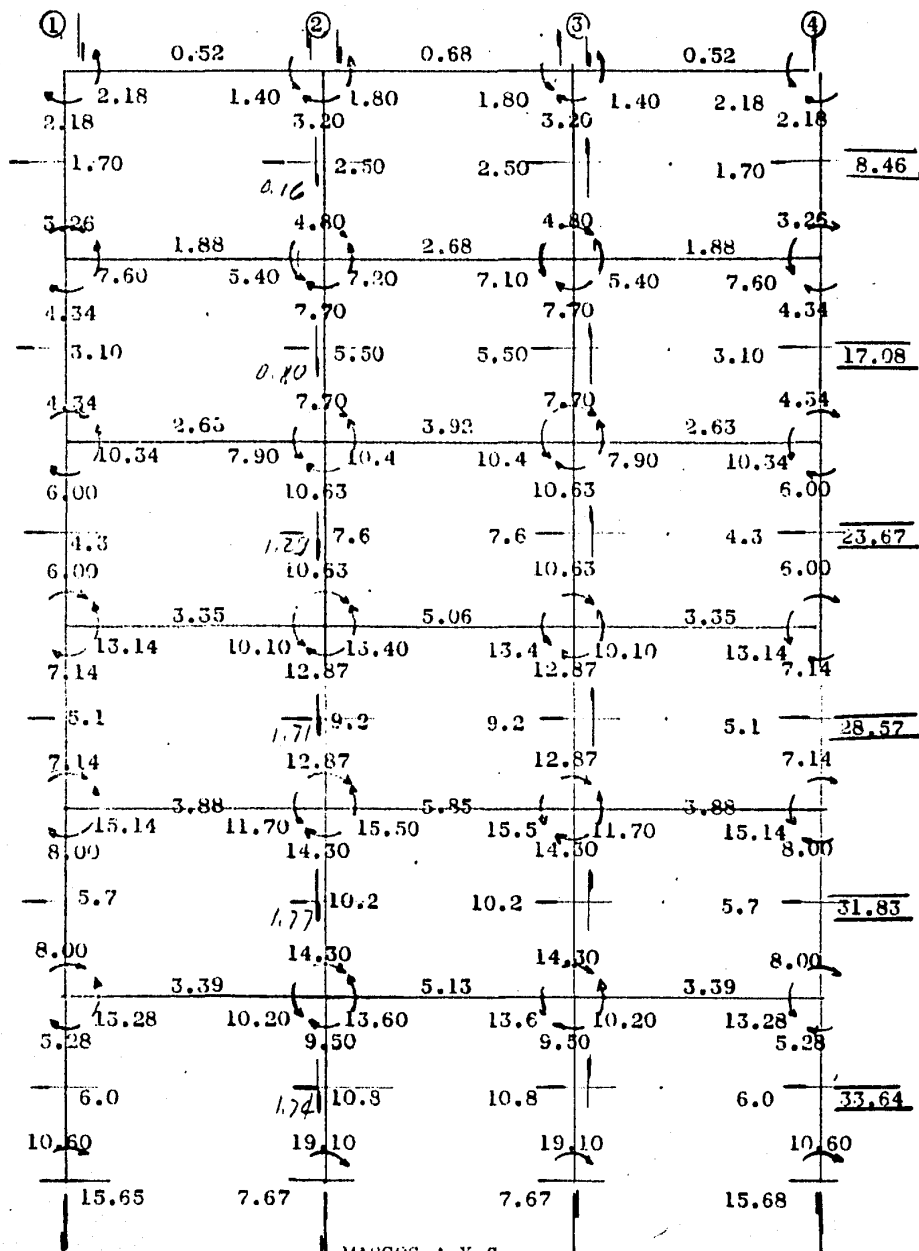
- d) Una variante del método consiste en respetar los puntos a y b, pero determinar los momentos en las trabes equilibrando en cada nudo la suma de momentos en los extremos de las columnas con momentos proporcionales a la rigidez ángular natural de cada trabe.

En el presente trabajo solo fueron utilizados los puntos b y d.

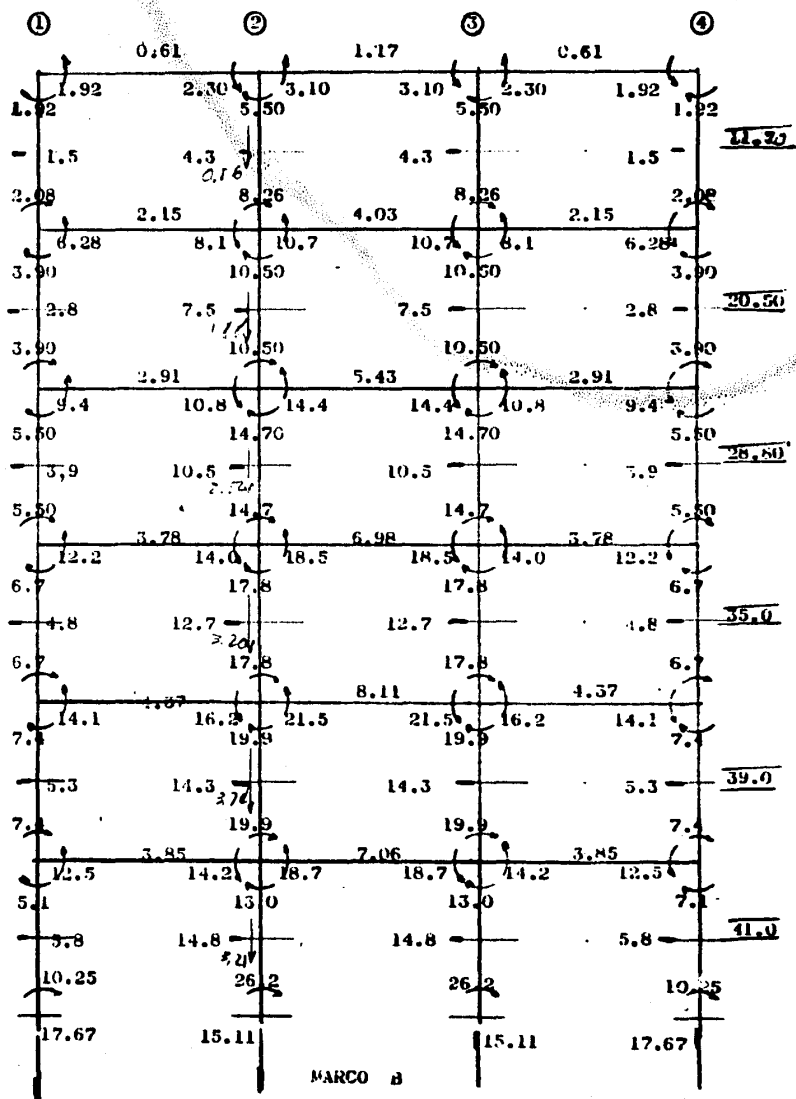
Vamos a distribuir la cortante directa más -- torsión obtenidas en la tabla anterior ( $V_{\text{diseño}}$ ) utilizando las rigideces de los nudos que forman los marcos utilizando también los valores de las rigideces que estan en la distribución del cortante directo.

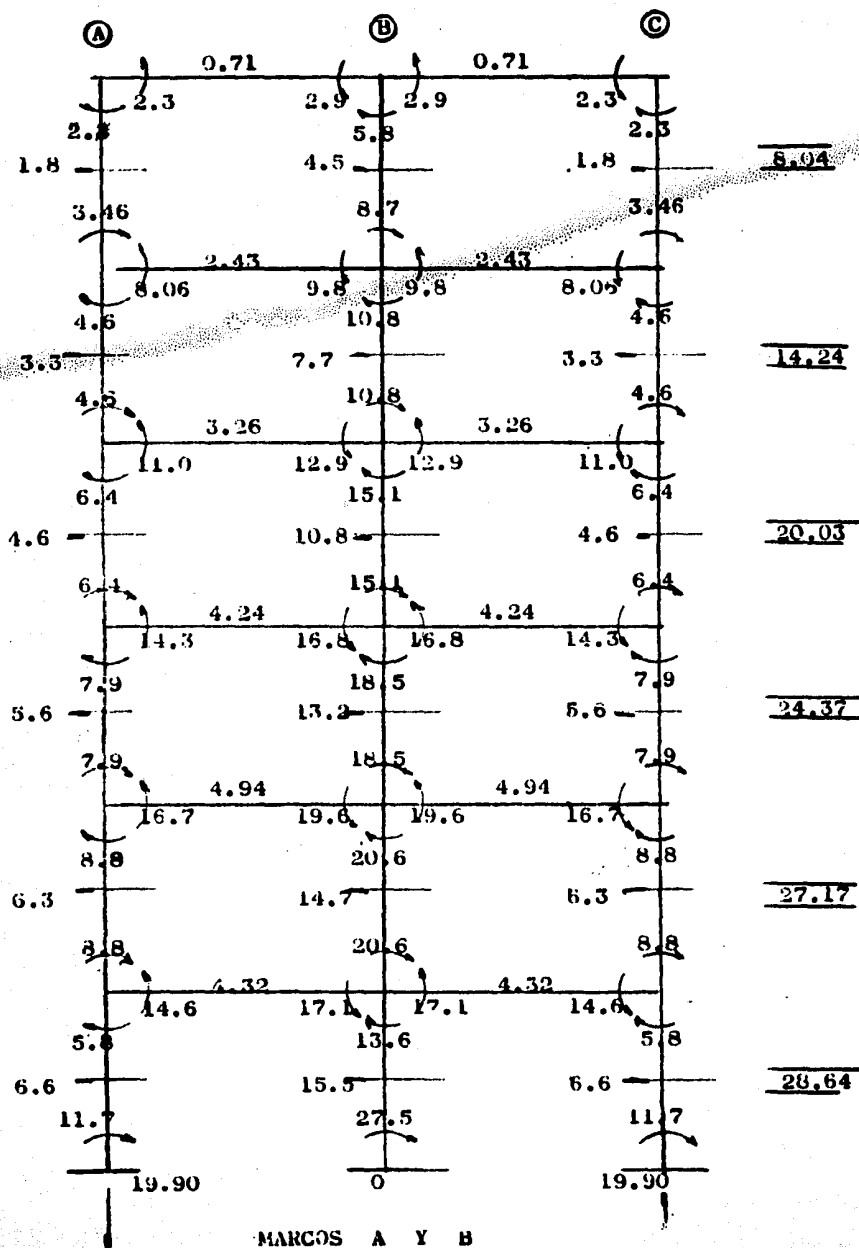
# ANALISIS SISMICO CORTANTE DIRECTO MAS TORSION

65

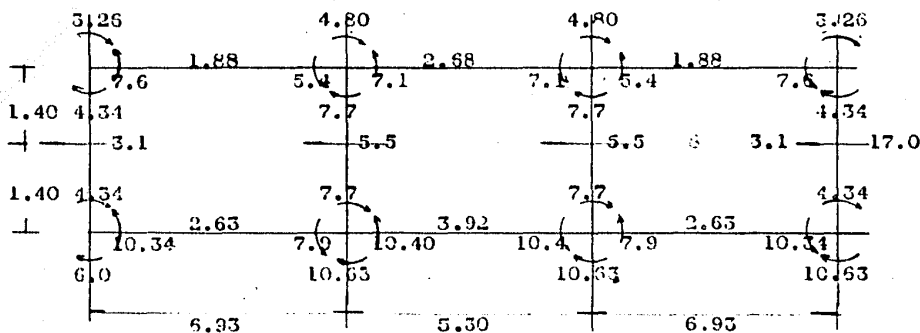


MARCOS A Y C





El procedimiento de análisis sísmico lo voy a explicar con el siguiente ejemplo:



La fuerza cortante obtenida para el entrepiso - (17.08) la distribuimos en el marco atendiendo a las rigideces de piso de las columnas que forman el marco. (queda distribuido en: 3.1, 3.5, 5.5, 3.1) estas fuerzas nos producen momentos -- los cuales se obtienen multiplicando dichas fuerzas por las -- distancias a los nudos. Considerando que las fuerzas están a-- aplicadas en los puntos de inflexión de las columnas.

Los momentos que aparecen en los extremos de -- las columnas no son la acción de los momentos sino la reacción de la estructura (momentos: 4.34, 7.7, 7.7, 4.34) Hacemos esto mismo para las columnas de los niveles superior e inferior al que estamos considerando y obtenemos los momentos:

superiores.- 3.26, 4.80, 4.80, 3.26

inferiores.- 6.0, 10.63, 10.63, 6.0

Los momentos en las trabes los obtenemos equilibrando los momentos de las columnas, utilizando las rigideces de las dos trabes que concurren a cada nudo.

superiores.- 7.60, 5.40, 7.10, 7.10, 5.40, 7.60.

inferiores.- 10.34, 7.90, 10.40, 10.40, 7.90, 10.34

Los cortantes de entrepiso los obtengo sumando los momentos de los extremos de la trabe y dividiendo ésta en tre la longitud del claro. Por ejemplo:

$$\frac{7.60 + 5.40}{6.93} = 1.88$$

$$\frac{7.10 + 7.10}{5.30} = 2.68$$

Las reacciones las obtengo por diferencias de -- cortantes, poniéndole el sentido del mayor.

## CAPITULO V

### DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

#### GENERALIDADES, METODOS Y ELEMENTOS DE DISEÑO.-

Las estructuras de concreto reforzado, pueden dimensionarse siguiendo básicamente dos procedimientos: Empleando el diseño elástico o utilizando el método de diseño plástico o diseño al límite.

El método de diseño elástico es más conservador debido a que se basa en una serie de hipótesis que hasta cierto grado resultan ciertas pero que no dejan de ser supuestas, lo que obliga a que los límites o valores permisibles de esfuerzos de trabajo de los materiales sean más estrechos.

El diseño al límite es un método experimentalmente basado en el análisis cuidadoso del comportamiento del concreto sometido a esfuerzos que lleguen a la ruptura. Debido a que el concreto no es un material elástico como se le supone al diseñar elásticamente la distribución real de esfuerzos en una sección cualquiera de una pieza sujeta a flexión no sigue una variación lineal, esta ley de variación se ha supuesto de muchas formas desde triangular en diseño elástico así como trapecial, parabólico, rectangular o combinaciones de ellas en diseño plástico. En la suposición de dicha ley de variación es en lo que fundamentalmente se basa el método de diseño al límite, sin embargo, como al hacer estos análisis se parte de datos experimentales, por la teoría del diseño al límite, se logra gran precisión en los resultados.

Por otra parte, si se logra gran precisión en los resultados esto nos obliga a que los factores de seguridad sean determinados con suma exactitud y sean capaces de absorber defectos propios de los materiales y de la mano de obra, errores o simplificaciones en el proceso de cálculo, efectos secundarios no considerados y sobre todo el grado de exactitud en la obtención de las cargas que obran.

Por lo anterior se puede establecer ciertas ventajas que presenta el diseño plástico como son: por ser ex

perimental elimina inconsistencias de que adolece el diseño elástico; se puede predecir con suficiente aproximación la carga de ruptura real; la facilidad de emplear un factor de seguridad adecuado para cada caso. Sin embargo al unísono con estas ventajas se tienen las siguientes limitaciones en el uso del diseño al límite:

Como se tienen secciones más esbeltas, habrá que cuidar la deformación de las piezas, Existe cierta incongruencia al diseñar con el método plástico partiendo de elementos mecánicos obtenidos por métodos elásticos aunque este factor puede ser poco importante si se trabaja con un coeficiente de seguridad adecuado. No se ha desarrollado una teoría de diseño al límite para esfuerzos cortantes y de adherencia.

El criterio de diseño al límite es la base para el uso del concreto preesforzado, sistema por el cual a las piezas estructurales se les inducen esfuerzos en sentido contrario a los que van a estar sujetas en condiciones de trabajo normal de ellas, logrando con esto proporcionar una capacidad de trabajo mayor con el fin de aprovechar al máximo la resistencia de los materiales que se traduce finalmente en la economía de la construcción.

En el caso de nuestra estructura, para su diseño se empleo el método elástico debido a sus relativamente cortas dimensiones y a la dificultad de predecir con certeza las cargas reales que obrarán en su funcionamiento de trabajo por ello exponemos algunos elementos fundamentales en la teoría de diseño elástico para luego solo referármnos a estos.

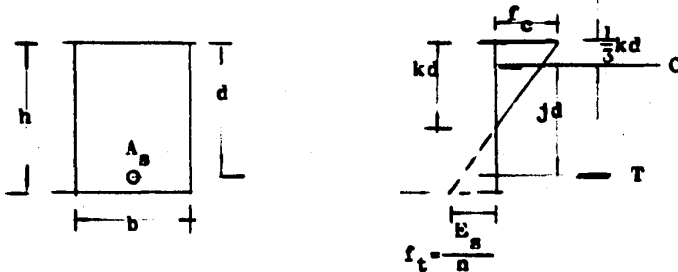
El diseño elástico se basa en las siguientes hipótesis:

- 1)- Hipótesis de Navier sobre la sección plana: Una sección plana permanece plana antes y después de la deformación.
- 2)- Las rotaciones se efectúan al rededor de un eje normal al plano de simetría donde actúan las cargas.
- 3)- Por efecto de la primera suposición las deformaciones son proporcionales a la distancia al eje de rotación y siguen una ley lineal de variación.

ción . Se consideran además  $E_c$  y  $E_s$  constantes, por lo que los esfuerzos seguirán también una ley de variación lineal.

- 4)- En una sección cualquiera el conjunto de fuerzas exterior e interior se encuentra en equilibrio.
- 5)- Al concreto no se le considera capacidad para absorber tensiones. Estos serán tomados en su totalidad por el acero de refuerzo.
- 6)- La adherencia entre el concreto y el acero se considera perfecta, por lo tanto se tienen deformaciones iguales en ambos.

Basados en lo anterior definamos los conceptos básicos que se emplean en el diseño elástico. Sea una sección cualquiera de una viga sujeta a flexión y tracemos sobre ella el diagrama de esfuerzos. Para lo que sigue nos basaremos en las normas establecidas por el Instituto Americano Del Concreto (ACI), normas aceptadas por el Reglamento del D. F.



Si llamamos  $b$  a la base,  $d$  al peralte efectivo y  $h$  a la altura total de la sección, el momento exterior que soporta la viga en dicha sección será absorbido por medio del par que produce el área de compresión cuya resultante llamamos  $C$ , y por una tensión  $T$  actuando en el centro de gravedad del área de acero  $A_s$ , del mismo valor de  $C$ .

Para que el diagrama de esfuerzos sea semejante al de deformaciones se utiliza el artificio de transformar  $A_s$  a una área igual de concreto equivalente mecánicamente y elásticamente, capaz de tomar las tensiones del acero y que tendrá el mismo módulo de elasticidad del concreto ordinario. Para -

esto se utiliza un factor de transporte llamado módulo de equivalencia  $n$  que valdra:

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

De esta manera se logra que el diagrama de esfuerzos sea una recta como se muestra en la figura anterior y a partir del cual podemos por condiciones geométricas calcular la profundidad deleje neutro, profundidad igual a  $k d$  en función del peralte efectivo  $d$  o sea:

$$k = \frac{\text{profundidad del E.N.}}{\text{peralte efectivo}}$$

El brazo del par lo podemos valuar como  $j d$ , es decir:

$$j = \frac{\text{brazo del par}}{\text{peralte efectivo}}$$

Los valores de  $k$  y  $j$  se obtienen del análisis de esfuerzos como:

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

Teniendo definidas la profundidad del eje neutro y el brazo del par estamos en posibilidad de calcular el momento resistente de la viga.

Sabemos que:

$$M_R = C j d = T j d$$

Del diagrama obtendremos que:

$$M_R = \frac{1}{2} f_c k j b d^2$$

en que el valor  $\frac{1}{2} f_c k j$  es constante y al cual se le designa con la letra  $K$  y se le denomina coeficiente de resistencia. - Obtendremos así:

$$M_R = K b d^2$$

Fórmula básica para el diseño ya que dado el valor conveniente a cualquier de las variables  $b$  o  $d$  se obtiene la otra;  $M_R$  es dato puesto que es lo que vale el momento exterior que deberá resistir la viga.

Para completar el diseño nos faltaría el cálculo de  $A_s$ , para lo cual, teniendo en cuenta que

$$T = \frac{M}{jd}$$

y que:

$$T = A_s f_s$$

obtenemos igualando ambas expresiones:

$$A_s = \frac{M}{f_s jd}$$

Estas fórmulas de  $M_R$  y  $A_s$  de diseño son las fundamentales para el proporcionamiento por flexión.

#### ESFUERZO CORTANTE

El concreto es un material que resiste con cierta eficiencia el esfuerzo cortante. Sin embargo si se aísla una partícula cualquiera de una viga sujeta a flexión, empleando los principios de estabilidad se verá que dichos esfuerzos combinados con las tensiones que se presentan nos producen esfuerzos principales que se traducen en una tensión diagonal que nos provoca esfuerzos de tensión que el concreto es incapaz de absorber como ya se dijo anteriormente. Dicha tensión diagonal se cuantifica como el valor del esfuerzo cortante  $V$  calculado mediante la fórmula:

$$v = \frac{V}{b jd}$$

en que  $V$  es la fuerza cortante que obra en la sección considerada.

Cuando el valor del esfuerzo cortante,  $v$  calculado según la ecuación  $v = V/bd$ , más los efectos de torsión, exceda el esfuerzo cortante,  $v_c$  permitido para el concreto de un alma sin reforzar, se proporcionará refuerzo en el alma para tomar el exceso. Tal refuerzo en el alma se proveerá también en una distancia igual al peralte  $d$  del miembro más allá del punto hasta donde se requiera teóricamente. El refuerzo en el alma entre la cara de un apoyo y la sección a una distancia  $d$  de ella será el mismo que se requiera en dicha sección.

El refuerzo en el alma podrá consistir de:

1. Estribos perpendiculares al refuerzo longitudinal.
2. Estribos que formen un ángulo de  $45^\circ$  o más con el

refuerzo longitudinal de tensión.

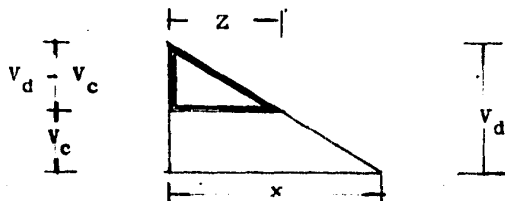
3. Barras longitudinales dobladas de tal manera que el eje de la barra doblada forme un ángulo de  $30^\circ$  o más con el eje de la porción longitudinal de la barra.
4. Combinaciones de 1 o 2 con 3.

Por razones de comodidad en el diseño y en la construcción, se acostumbra definir las secciones de tal modo que solo se tengan que emplear estribos verticales y solo en los casos en que se tenga necesidad de respetar dimensiones obligadas se recurre a los otros casos.

Para definir el número de estribos necesarios así como su distribución a lo largo de la viga, teniendo en cuenta que  $v$  está en función lineal de la fuerza cortante  $V$ , veremos que en el caso más general la variación de  $v$ , por tratarse con cargas uniformemente distribuidas, será una recta que forma dos triángulos con el eje de la viga; si en este diagrama de  $v$  descontamos  $V_c$  o sea el esfuerzo que es capaz de absorber el concreto, tendremos que el cortante que habra de tomarse con estribos valdrá:  $V_d - V_c$ , equivalente a una fuerza total que podemos valorar como el volúmen de esfuerzos o sea:

$$F = \frac{(V_d - V_c)Zb}{2}$$

en que  $Z$  nos representa la longitud en que habremos de repartir los estribos.



El número de estribos se obtendrá dividiendo la fuerza total entre la capacidad de cada estribo  $A_v f_v$ , o sea el área de la sección del estribo multiplicada por el esfuerzo permisible a tensión. Su distribución no será uniforme, ya que la capacidad de ellos es constante, pero la fuer-

za que ha de resistir cada uno variara linealmente y tendremos que dividir el area definida en el diagrama de  $v$ , en un número de areas de valores iguales, igual al número de estribos que se necesitan; estos se colocaran en el centroido de cada una de dichas areas, lo que puede hacerse analíticamente o por medio de gráficas o nomogramas auxiliares, procedimiento comunmente usado.

La separación máxima de estribos esta condicionada por la obligación de que cada grieta potencial cruce dentro de la zona de tensión de la viga por lo menos un elemento de refuerzo o sea  $S_{\max} = \frac{d}{2}$ , además el refuerzo de estribos deberá prolongarse por lo menos un peralte  $d$  más allá de donde se requiere refuerzo teórico, es decir, la zona por reforzar valdra  $Z + d$

#### ESFUERZO DE ADHERENCIA

Como ya se dijo, la adherencia entre concreto y acero de refuerzo se considera perfecta. Al trabajar una pieza cualquiera de concreto armado, las tensiones que se presentan en el acero tratarán de romper dicha adherencia tendiendo a desligar la unión entre dichos materiales y provocando que toda el area en contacto se vea sujeta a esfuerzos llamados por esta razón de adherencia.

Los esfuerzos de adherencia se valuan en función de la fuerza cortante  $V$  por medio de la expresión:

$$\mu = \frac{V}{j d \Sigma_o}$$

en la que  $\mu$  representa el esfuerzo promedio de adherencia, que evita el deslizamiento, y  $\Sigma_o$  el perimetro de la barra o barras de acero que trabajan. Para barras con corrugaciones los valores permisibles de  $\mu$  varian desde  $\mu = 0.07 f'_c$  en barras altas,  $\mu = 0.08 f'_c$  en zapatas armadas en dos sentidos - hasta  $\mu = 0.10 f'_c$  en todos los demás casos.

La fórmula anterior se maneja usualmente como de revisión, valuando  $\Sigma_o$  necesario (considerando el valor de  $\mu$  adecuado para cada caso) y viendo si dicho valor es menor o igual al que se tiene en la sección considerada; en caso de ser mayor deberán utilizarse para el armado varillas de menor diametro.

Teniendo resueltos los dos análisis (por cargas verticales y por sismo) conocemos los elementos mecánicos finales bajo los cuales trabajarán los distintos elementos resistentes de la superestructura, con lo que estamos en posibilidad de diseñar.

Durante el desarrollo de este trabajo habremos podido apreciar que los elementos resistentes de la superestructura son esencialmente las traveses, las columnas y las losas.

Por consiguiente en seguida se presenta únicamente el diseño de una trabe principal, una trabe secundaria, dos columnas y la losa de un nivel, en la inteligencia de que esto es suficiente para que se comprenda el criterio seguido en el diseño de la superestructura.

En el capítulo "Análisis por cargas verticales" en el inciso correspondiente al "análisis por método de Cross" teniendo a la vista los análisis por este método de todos los ejes en sus diferentes niveles, se trazarán los diagramas de fuerzas cortantes y de momentos flexionantes debidos a las cargas verticales.

Estos diagramas se dibujan a una escala conveniente tal como se muestra en la pagina que son los correspondientes a las traveses ejes A y C del nivel 4° de planta tipo.

De la misma manera y a la vista de los "Bowman" se pueden trazar los diagramas de fuerzas cortantes y de momentos flexionantes producidos por el sismo, tal y como se presenta en la pagina, utilizando las mismas escalas que las utilizadas para los diagramas debidos a cargas verticales, los correspondientes diagramas son de las mismas traveses ejes A y C del nivel 4° de planta tipo.

Tanto los diagramas debidos a cargas verticales como los producidos por el sismo se presentan por separado con el objeto de seguir una determinada secuela que facilite la explicación y comprensión del proceso seguido en el diseño de la

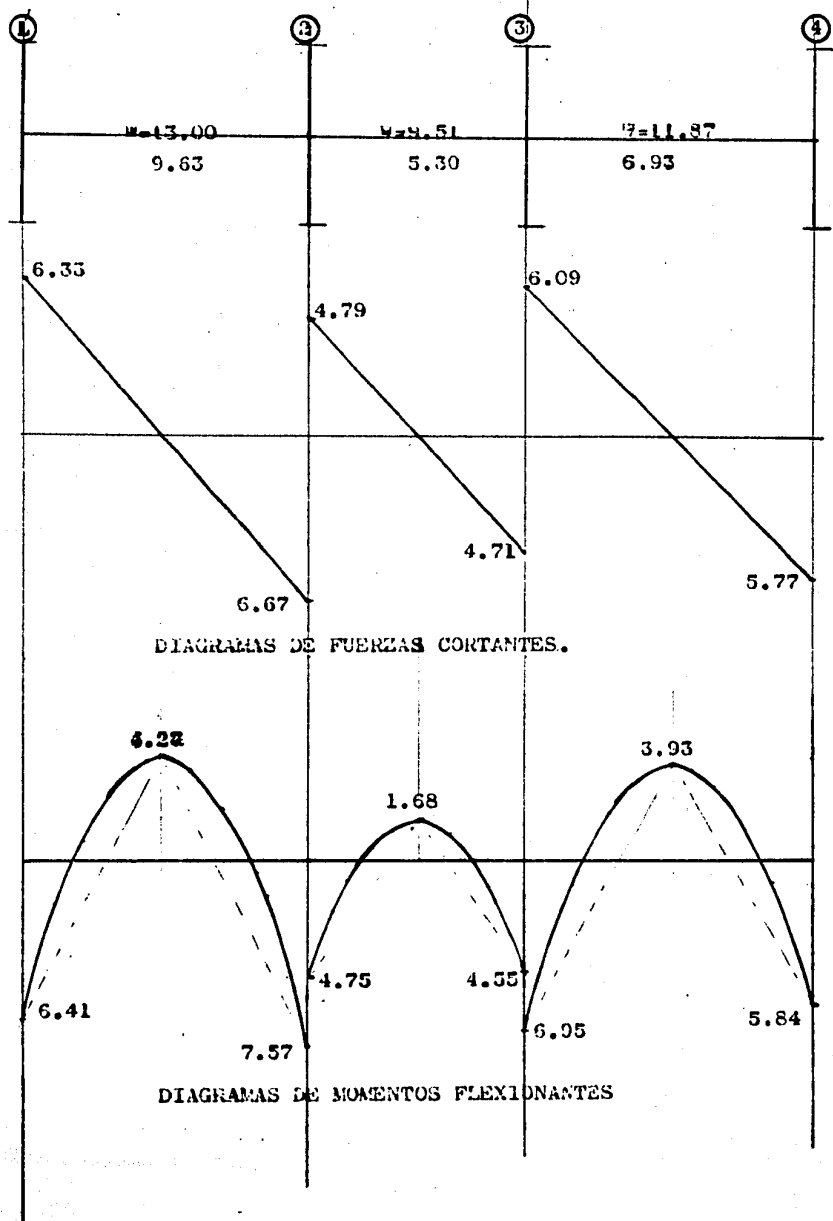
En la práctica lo que se hace es superponer directamente los diagramas de sismo sobre los correspondientes de cargas verticales. En esta forma se logran los diagramas de momentos flexionantes y fuerzas cortantes totales. Quedando representados de esta manera, todas las combinaciones de dichos elementos mecánicos que puedan ocurrir en las distintas circunstancias de trabajo del marco en general o de una trabe en particular, como la que se está analizando.

En la pagina para mayor comprensión, se presentan por separado los diagramas de carga vertical y sismo actuando conjuntamente, primero, actuando el sismo de derecha a izquierda y en seguida de izquierda a derecha, de acuerdo con el principio de superposición de causas y efectos.

Pero como generalmente se diseña sobre un solo-diagrama, ya sea el de momento flexionante o el de fuerza cortante, en la pagina se muestran estos, en los que están superpuestos las dos alternativas anteriormente citadas.

Como es lógico concluir, el objeto de trazar los diagramas de la pagina, es apreciar gráficamente la cantidad de area de acero de refuerzo necesaria para cada punto de la trabe en estudio, así como la longitud de las barras utilizadas para proporcionar dicha cantidad de acero, como se verá más adelante.

TRABES A Y C - NIVEL 4° - CARGAS VERTICALES.



TRABES A Y C - NIVEL 4° - CARGAS HORIZONTALES

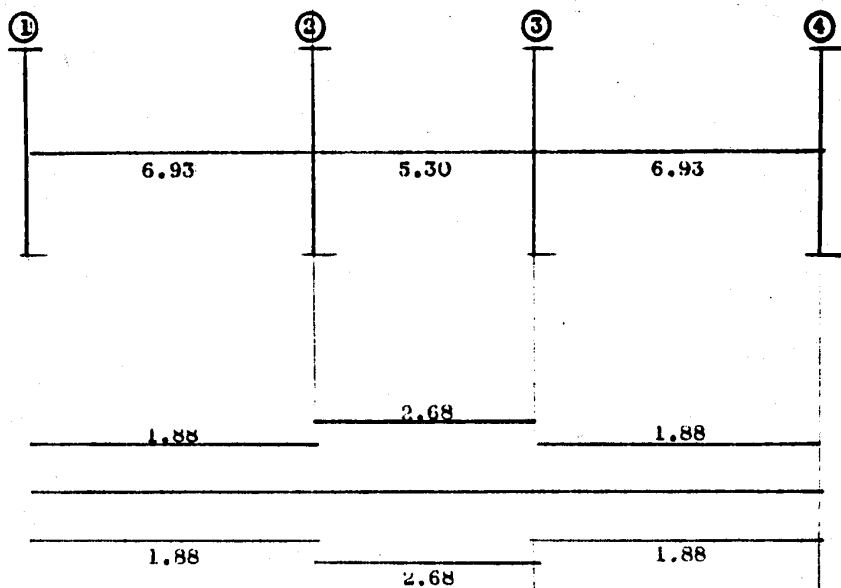


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES

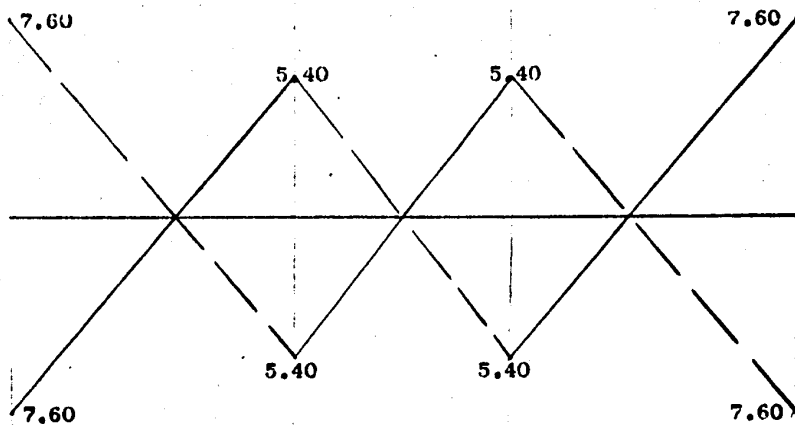
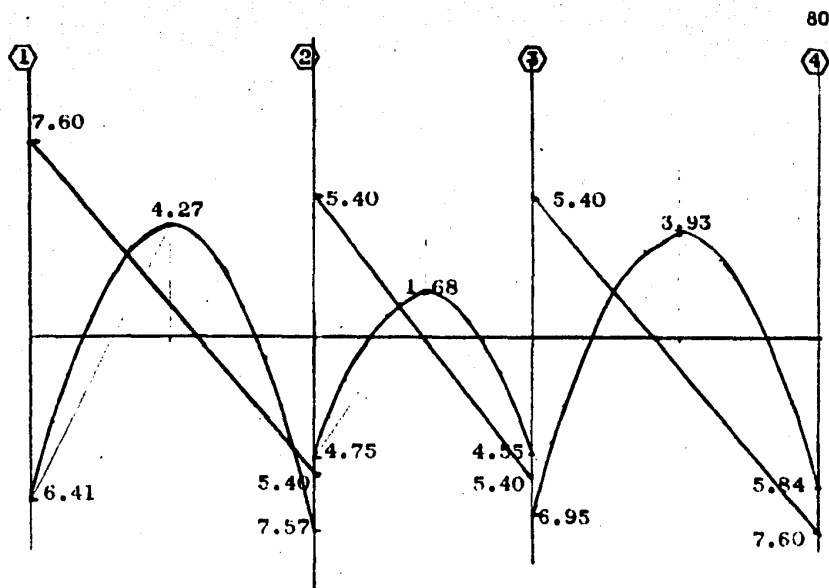
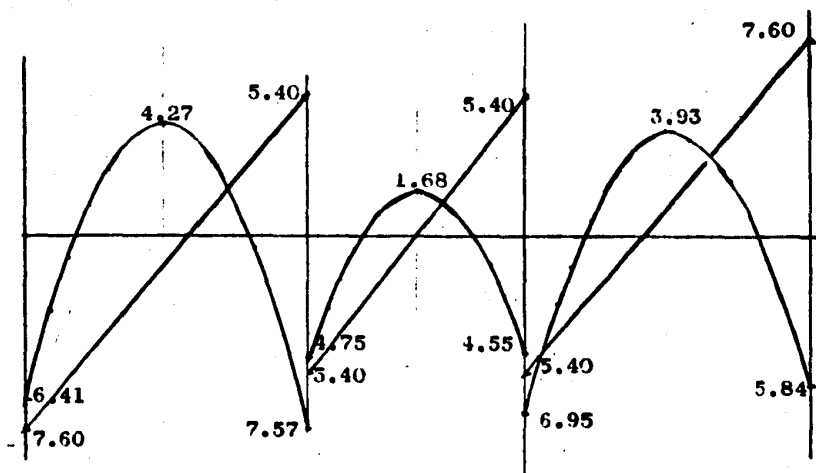


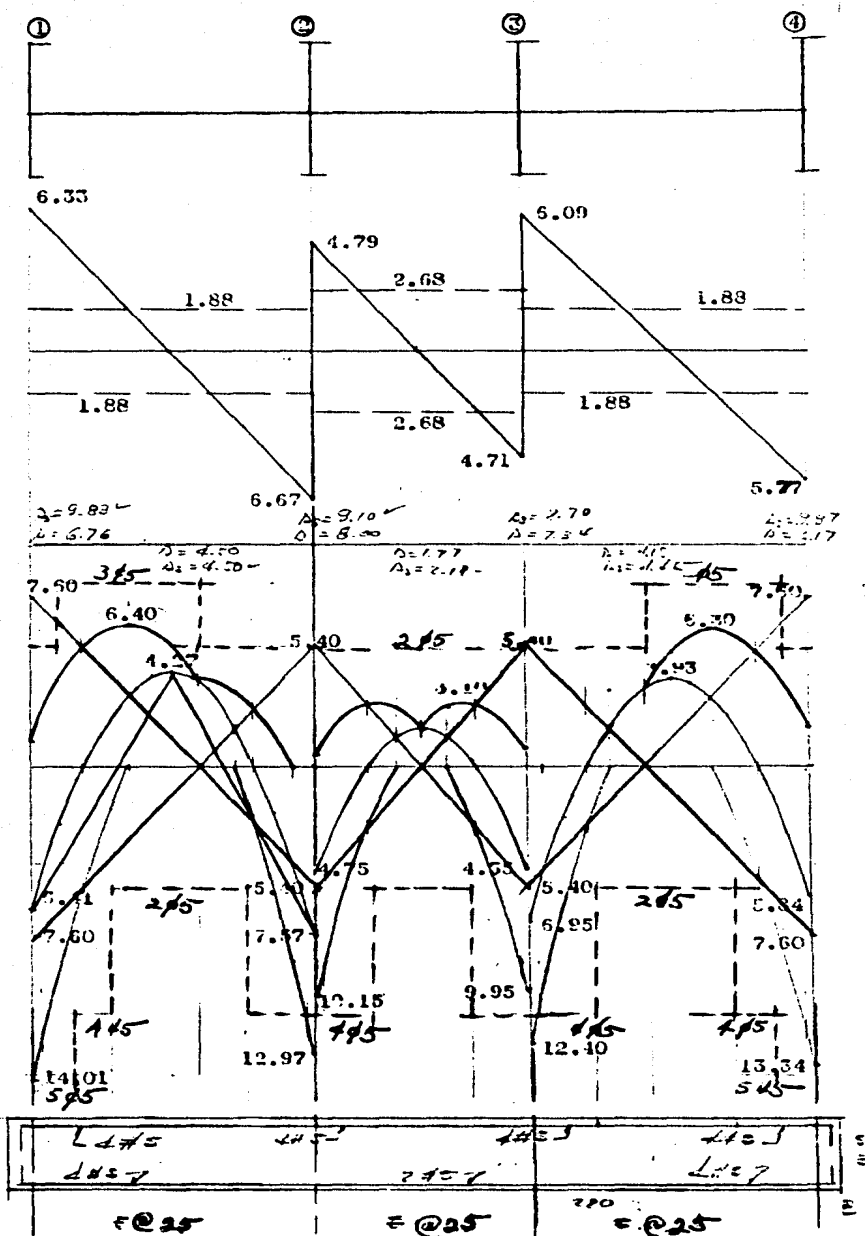
DIAGRAMA DE MOMENTOS .



SISMO DE DERECHA A IZQUIERDA



SISMO DE IZQUIERDA A DERECHA



# Constantes de cálculo para flexión:

82

Los materiales que usaremos para la superestructura tienen las siguientes características:

$$\begin{aligned} \text{Concreto-} & f'_c = 240 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Acero de refuerzo, grado duro} & f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Módulos de elasticidad:

$$\begin{aligned} E_s &= 2.1 \times 10^6 \\ E_c &= 10^4 \sqrt{f'_c} = 10^5 \times 1.55 \end{aligned}$$

Esfuerzos de trabajo:

$$\begin{aligned} f_c &= 0.45 f'_c = 108 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_s &= \frac{f_y}{2} = \frac{4000}{2} = 2000 \text{ Kg/cm}^2 \\ n &= \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{10^4 \sqrt{240}} = 13.6 \\ k &= \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{13.6 \times 108}} = \frac{1}{2.36} = 0.423 \end{aligned}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.423}{3} = 0.859$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2} \times 108 \times 0.423 \times 0.859 = 19.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1}{2000 \times 0.859} \cdot \frac{M}{d} = 58 \frac{M}{d} \quad A_s = 58 \frac{M}{d}$$

Para  $d = 55 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{58}{55} M = 1.054 M \quad A_s = 1.054 M$$

Momento resistente para la sección 30 x 60 :

$$M_{RC} = K b d^2 = 19.65 \times b \times d^2 = 19.65 \times 30 \times 55^2$$

$$M_{RC} = 17.83 \text{ T-m}$$

Para la condición sísmica:

En el acero:

$$A_s = \frac{1.054}{1.50} M = 0.702 M$$

En el concreto:

$$M_{2c} = 1.33 \times 17.83 = 23.75 \text{ T-m}$$

Como domina sismo vamos a obtener los momentos resistentes de las varillas para la condición sísmica:

$$A_s = 0.702 M$$

$$M = \frac{A_s}{0.702}$$

$$M_R \phi_5 \text{ sismo} = 2.75 \text{ t-m}$$

$$M_R \phi_6 \text{ sismo} = 4.05 \text{ t-m}$$

| # | $M_R \phi_5 \text{ sismo}$ |
|---|----------------------------|
| 1 | 2.75                       |
| 2 | 5.50                       |
| 3 | 8.25                       |
| 4 | 11.00                      |

| # | $M_R \phi_6 \text{ sismo}$ |
|---|----------------------------|
| 1 | 4.05                       |
| 2 | 8.10                       |
| 3 | 12.15                      |
| 4 | 16.10                      |

| #       | $M_R(\phi_5 \phi_6) \text{ sismo}$ |
|---------|------------------------------------|
| 2#5+2#6 | 13.60                              |
| 2#5+3#6 | 17.65                              |
| 3#5+2#6 | 16.35                              |

#### Refuerzo mínimo.-

En cualquier sección de un miembro sujeto a flexión en la que se requiera refuerzo positivo de acuerdo con el análisis, el porcentaje,  $p$ , que provea no será menor que  $14/f_y$ , a no ser que el área de refuerzo proporcionada en cada sección, positivo o negativo, sea cuando menos un tercio mayor que la requerida por el análisis.

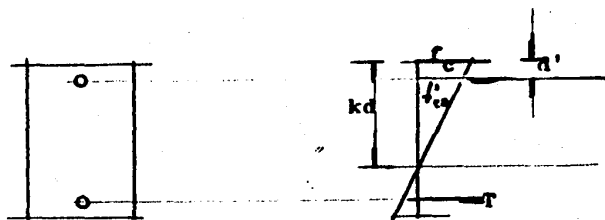
$$14 / 4000 = 0.0035$$

$$0.0035 \times 39 \times 60 = 8.3 \text{ cm}^2$$

$$4\#5 = 9.86 \text{ cm}^2 \text{ rige}$$

Acero a compresión para las vigas doblemente

armadas:



$$\frac{f'_{cs}}{kd - d} = \frac{f_c}{kd}$$

$$f'_{cs} = \frac{kd - d}{kd} f_c = \frac{0.423 \times 55 - 5}{0.423 \times 55} \times 108 = 84.70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_s = 2n f'_{cs} = 2 \times 13.6 \times 84.7 = 2310 > 2000$$

$$f''_s = (2 \times 13.6 - 1) \times 84.70 = 2219.14 > 2000$$

$$\therefore f'_c = f''_c = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A'_s = \frac{M - M_R}{2000(d - d')} = \frac{M - M_R}{2000(50)} = 1 \quad (M - M_R)$$

En sismo:

$$f'_{cs'} = 1.33 \times 84.70 = 112.70$$

$$f'_{st} = 1.5 n f'_{cs'} = 1.5 \times 13.6 \times 112.7 = 2295 \text{ Kg/cm}^2 <$$

$$< 3000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_{ST} = (1.5 n - 1) f'_{cs'} = (1.5 \times 13.6 - 1) 112.7 = 21.87 <$$

$$< 3000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A'_{ST} = \frac{M - M_R}{2187 \times 50} = \frac{M - M_R}{109350} = 0.92 \quad (M - M_R)$$

Esfuerzos permisibles:

$$v_c = 0.03 f'_c = 0.03 \times 240 = 7.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.25 \sqrt{f'_c} = 0.25 \times \sqrt{240} = 3.90 \text{ Kg/cm}^2 \checkmark$$

Cortantes permisibles:

$$V_E = b \times d \times v_c = 50 \times 55 \times 3.9 = 6.44 \text{ ton}$$

$$V_S = V_E \times 1.33 = 6.44 \times 1.33 = 8.56 \text{ ton}$$

$$\text{Si } V_E + V_S \geq 1.33 V_E \text{ Revisamos con } V_E + V_S$$

$$\text{Si } V_E + V_S < 1.33 V_E \text{ Revisamos con } V_E$$

Como tenemos el segundo caso anterior, revisamos con el cortante estático. Ahora como los cortantes del diagrama son menores que el cortante estático permisible, quiere decir que no necesitamos en esta pieza estribos; pero por especificación los colocamos a medio peralte o sea  $\frac{55}{2} = 27.5 \approx 25 \text{ cm}$

Cuando son necesarios por exceso de cortante, la separación la calculamos con:

$$s = 0.75 A_v f_s d / V'$$

donde:

$A_v$  es el área de la varilla necesaria para los estribos

$f_s$  es el esfuerzo permisible del acero para estribos

$d$  es el peralte efectivo.

$V'$  es el cortante que deben tomar los estribos, esta obtenido de:

$$V' = V - V_c$$

donde  $V$  es el cortante actuante y  $V_c$  es el cortante que puede tomar la sección.

$$V = \mu \sum j d$$

Condición estática:

Lecho superior-

$$\mu = \frac{2.3 \sqrt{f_c}}{D} < 25.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = \frac{2.3 \sqrt{f_c}}{D} \prod D j d = 2.3 \times 15.5 \times 10.55 \times 5.3 = 5.3 \text{ ton}$$

Lecho inferior -

$$\mu = \frac{3.2 \sqrt{f_c}}{D} < 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = \frac{3.2 \sqrt{f_c}}{D} \prod D j d = 3.2 \times 23.15 = 7.4 \text{ Ton}$$

Condición sísmica:

$$\circ \text{ Lecho superior } .- 1.33 \times 5.3 = 7.1 \text{ ton}$$

$$\text{Lecho inferior } .- 1.33 \times 7.4 = 9.9 \text{ ton}$$

Para dos varillas  $\phi 5$

$$\text{Lecho superior } 2 \times 5.3 = 10.60 \text{ ton}$$

$$\text{Lecho inferior } 2 \times 7.4 = 14.80 \text{ ton}$$

Como los cortantes que tenemos considerando los esfuerzos permisibles de adherencia, correspondientes a los lechos superior e inferior y considerando solo dos varillas  $\phi 5$ , observamos que el cortante correspondiente a estas dos varillas es mayor que el cortante actuante en la pieza, razón por la cual la viga que nos ocupa no tiene problemas por este concepto.

Después de considerar las áreas tributarias correspondientes a cada trabe secundaria, así como las cargas que sobre las mismas gravitan llegamos a resolver por el método de Hardy Cross dicha viga.

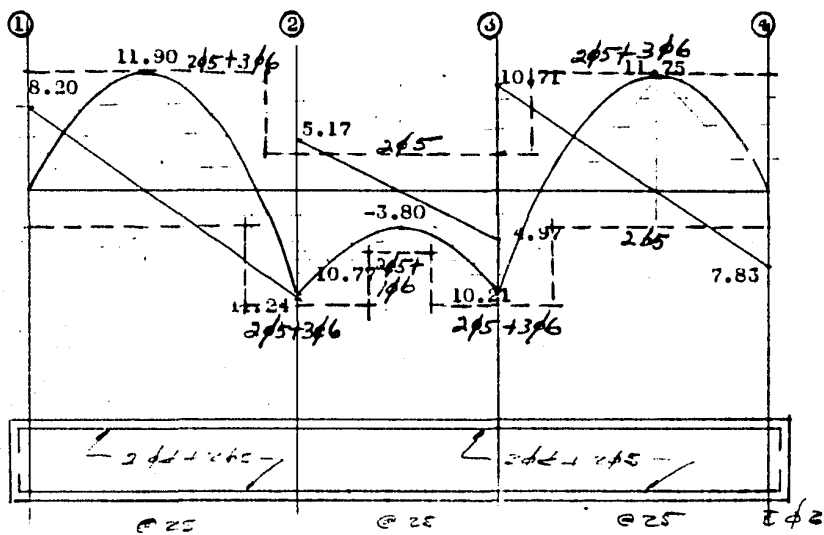
Hacemos en seguida los diagramas correspondientes a fuerzas cortantes y momentos flexionantes.

Las trabes secundarias se diseñan análogamente a las trabes principales, con la particularidad de que solamente se diseñan bajo la acción de las cargas verticales sin considerar el efecto sísmico ya que éste lo absorben integralmente las trabes principales.

TRABE SECUNDARIA ① PLANTA TIPO

| ①       | ②       | ③       | ④      |
|---------|---------|---------|--------|
| W=19.44 | W=10.14 | W=18.53 |        |
| 6.93    | 5.30    | 6.93    |        |
| 0.424   | 0.755   | 0.424   |        |
| 0.36    | 0.64    | 0.64    | 0.36   |
| -17.20  | + 4.48  | - 4.48  | +16.40 |
| + 4.58  | + 8.14  | - 7.64  | + 4.28 |
|         | - 3.82  | + 4.07  |        |
| + 1.38  | + 2.44  | - 2.60  | - 1.47 |
|         | - 1.30  | + 1.22  |        |
| + 0.47  | + 0.83  | - 0.78  | - 0.44 |
| -10.77  | +10.77  | -10.21  | +10.21 |
| +9.72   | - 9.72  | + 5.07  | - 5.07 |
| -1.52   | -1.52   | + 0.10  | + 0.10 |
| +8.20   | -11.24  | + 5.17  | - 4.97 |
|         |         |         | +10.71 |
|         |         |         | -7.85  |
| 8.20    | 16.41   | 15.68   | 7.83   |

DIAGRAMAS DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS  
FLEXIONANTES



SECC 20x60

TRADE SECUNDARIA (A) PLANTA TIPO

Constantes de cálculo- Para diseñar las traves secundarias utilizamos las mismas constantes obtenidas para las traves principales.

$$n = 13.6$$

$$k = 0.423$$

$$j = 0.859$$

$$K = 19.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = A_s f_s j d$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M}{2000 \times 0.859 \times 55} =$$

$$A_s = \frac{M}{94500} = 1.058 M \quad A_s = 1.058 M$$

$$M_{RC} = K b d^2 = 19.65 \times 30 \times 55^2 = 17.83 \text{ T-m}$$

| vrs   | area | M <sub>R</sub> |
|-------|------|----------------|
| 1 # 5 | 1.95 | 1.84           |
| 2 # 5 | 3.90 | 3.68           |
| 3 # 5 | 5.85 | 5.52           |
| 4 # 5 | 7.80 | 7.37           |

| vrs   | area  | M <sub>R</sub> |
|-------|-------|----------------|
| 1 # 6 | 2.84  | 2.69           |
| 2 # 6 | 5.68  | 5.37           |
| 3 # 6 | 8.52  | 8.05           |
| 4 # 6 | 11.36 | 9.80           |

$$M = \frac{A_s}{1.058}$$

$$3 \# 5 + 2 \# 6 - b = 30 \text{ cm}$$

$$2 \# 5 + 3 \# 6 - b = 30 \text{ cm}$$

Acero mínimo:

$$0.0035 \times 30 \times 60 = 6.3 \quad (4 \# 5)$$

$$\text{ó } 2 \# 4 + 2 \# 5$$

## ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Distribución de cargas - Para la repartición de cargas en las losas utilizamos los coeficientes que da el ACI-1963, en el método 3, tabla 4 "Relación de carga  $w$  en las direcciones A y B para cortantes de losas y cargas sobre los apoyos"

Cuando la relación de lado mayor a lado menor es mayor o igual a 2.0 considero que el claro corto absorbe íntegramente la carga, trabajando el claro largo solo a temperatura. Si la relación de lados es menor que 2.0 distribuyo la carga en ambos lados según los coeficientes que otorga la mencionada tabla anterior.

## Procedimiento de análisis.-

Con la relación de lados  $m = \frac{A}{B}$  en cada tablero obtenemos dos coeficientes, uno para el sentido corto y otro para el sentido largo.

$$w_A = \text{factor 1}$$

$$w_B = \text{factor 2}$$

por lo tanto las cargas són:

$$w_A = \text{factor 1} \times \text{carga uniforme}$$

$$w_B = \text{factor 2} \times \text{carga uniforme}$$

Debido al exceso de trabajo que implica en el análisis, considerar concentraciones de muros o cancelería, el Reglamento de las Construcciones del Distrito Federal especifica unos factores de equivalencia:

**CARGAS LINEALES** - La carga uniformemente repartida equivalente que produce un muro que tiene igual longitud que la del lado del tablero se sumará a la propiamente uniforme. La losa se diseñará para la carga total.

Los factores de equivalencia, por los que debe multiplicarse la carga de muros dividida entre el área del tablero són:

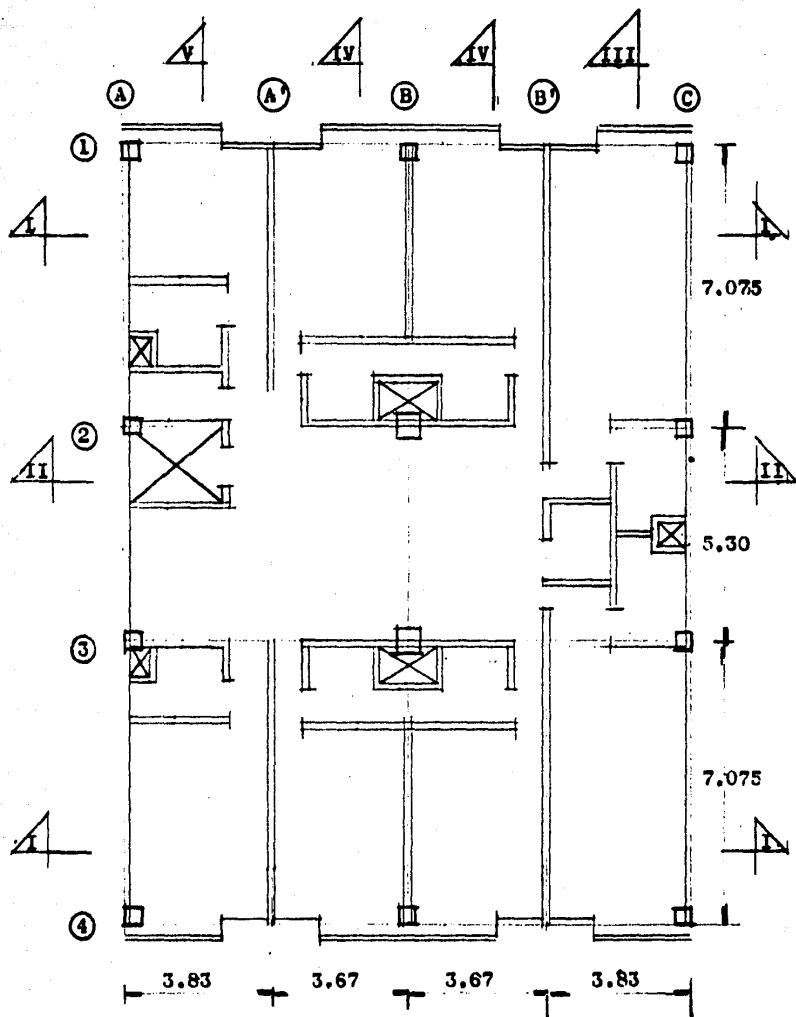
| RELACION DE LADOS $A_1/A_2$ | 0.5 | 0.8 | 1.0 |
|-----------------------------|-----|-----|-----|
| Muro paralelo al lado corto | 1.3 | 1.5 | 1.6 |
| Muro paralelo al lado largo | 1.8 | 1.7 | 1.6 |

Estos factores pueden usarse en relaciones de - cargas lineal a carga total no mayores que 0.5 . Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

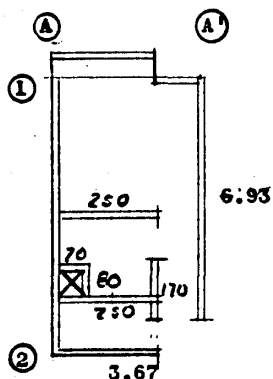
Después de cargar los tableros, la resolución - de las losas se efectúa considerandolas como vigas continuas, aplicando el método de Hardy Cross descrito anteriormente.

Vamos a resolver las losas del nivel 4° de planta tipo para los cortes indicados.

## CORTES PARA ANALISIS DE LOSAS



PLANTA TIPO NIVEL 4°



$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{3.67}{6.93} = 0.53 = 0.50$$

Cargas:

$$\begin{array}{rcl} \text{Muertas} & 385 & \text{Kg/m}^2 \\ \text{Vivas} & 200 & " \\ \hline & 585 & \text{Kg/m}^2 \end{array}$$

Pesos de muros interiores 520 kg/m

Muro paralelo claro corte 5.70 m

Muro paralelo claro largo 2.70 m

Factor de equivalencia. Muro paralelo claro corte 1.30

Factor de equivalencia. Muro paralelo claro largo 1.80

Area del tablero  $3.67 \times 6.93 = 25.45 \text{ m}^2$ Pese del muro paralelo claro corte  $5.70 \times 0.520 = 2.96 \text{ ton}$ Pese del muro paralelo claro largo  $2.70 \times 0.520 = 1.40 \text{ ton}$ 

Carga uniformemente distribuida por tablero:

$$\text{Paralelo al lado corte } w = \frac{2.96 \times 1.30}{25.45} = 0.151$$

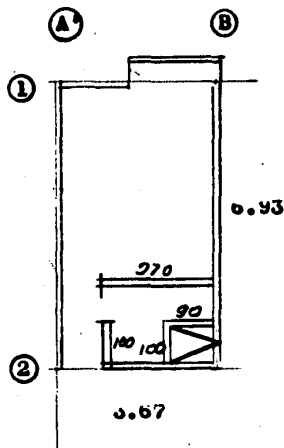
$$\begin{array}{rcl} \text{Paralelo al lado largo } w & = & \frac{1.40 \times 1.80}{25.45} = 0.100 \\ & & 0.251 \\ & & \hline & & 0.585 \\ & & \hline & & 0.836 \text{ T/m}^2 \end{array}$$

Factores de carga:

Factor claro corte 0.94

Factor claro largo 0.06

Carga claro corte  $0.94 \times 0.836 = 0.786 \text{ T/m}$ Carga claro largo  $0.06 \times 0.836 = 0.054 \text{ "}$ 0.840 "



$$\frac{3.67}{6.93} = 0.53 = 0.50$$

Carga total 0.585 Ton/m<sup>2</sup>

Beso de muros 0.520 Ton/m

Muro paralelo claro corto 3.60 m

Muro paralelo claro largo 2.00 m

Factor de equivalencia. Muro paralelo claro corto 1.30

Factor de equivalencia. Muro paralelo claro largo 1.80

Area del tablero  $3.67 \times 6.93 = 25.45 \text{ m}^2$

Peso muro paralelo claro corto  $3.60 \times 0.520 = 1.87 \text{ ton}$

Peso muro paralelo claro largo  $2.00 \times 0.520 = 1.04 \text{ ton}$

Carga uniformemente distribuida por tablero:

$$\text{Paralelo claro corto } w = \frac{1.87 \times 1.30}{25.45} = 0.0955$$

$$\text{Paralelo claro largo } w = \frac{1.04 \times 1.80}{25.45} = 0.0735$$

$$0.1690$$

$$0.585$$

$$0.754 \text{ T/m}^2$$

Factores de carga:

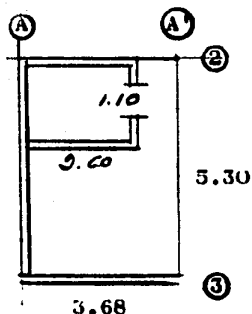
Factor claro corto 0.94

factor. claro largo 0.06

Carga claro corto  $0.94 \times 0.754 = 0.710 \text{ Ton/m}$

Carga claro largo  $0.06 \times 0.754 = 0.045$

$$0.755 \text{ T/m}$$



$$\frac{3.68}{5.30} = 0.69 = 0.70$$

$$\text{Carga total} \quad 0.585 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Carga muros} \quad 0.520 \text{ T/m}$$

$$\text{Muro paralelo al claro corto} \quad 2.60 \text{ m}$$

$$\text{Muro paralelo al claro largo} \quad 1.10 \text{ m}$$

$$\text{Factor equivalencia muro paralelo claro corto} \quad 1.43$$

$$\text{Factor equivalencia muro paralelo claro largo} \quad 1.73$$

$$\text{Area del tablero} \quad 3.68 \times 5.30 = 19.50$$

$$\text{Peso muro paralelo claro corto} \quad 2.60 \times 0.520 = 1.35 \text{ ton}$$

$$\text{Peso muro paralelo claro largo} \quad 1.10 \times 0.520 = 0.57 \text{ ton}$$

Carga uniformemente distribuida por tablero:

$$\text{Paralela claro corto} \quad w = \frac{1.35 \times 1.43}{19.50} = 0.099$$

$$\text{Paralela claro largo} \quad w = \frac{0.57 \times 1.73}{19.50} = \frac{0.0505}{0.1495}$$

$$\frac{0.585}{0.734 \text{ T/m}^2}$$

Factores de carga:

$$\text{Claros corto} \quad 0.68$$

$$\text{Claros largo} \quad 0.32$$

Cargas:

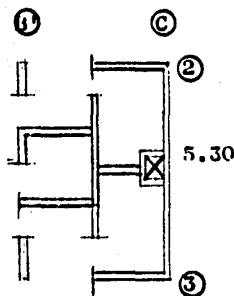
$$\text{Claros corto} \quad 0.68 \times 0.732 = 0.498$$

$$\text{Claros largo} \quad 0.32 \times 0.732 = 0.234$$

$$\underline{0.732}$$

# DISTRIBUCION DE CARGAS POR TABLERO

96



$$\frac{3.68}{5.30} = 0.70$$

Carga total 0.585 T/m<sup>2</sup>

Carga de muros 0.520 T/m

Muros paralelo claro corto 6.20m

Muros paralelos claro largo 4.50 m

3.68

Factores equivalentes:

Claro corto 1.43

Claro largo 1.73

Area del tablero 3.68 x 5.30 = 19.50

Peso de muros-Claro corto 6.20 x 0.520 = 3.23 ton

Peso de muros-Claro largo 4.50 x 0.520 = 2.34 ton

Carga uniformemente distribuida por tablero:

$$\text{Paralela al claro corto } w = \frac{3.23 \times 1.43}{19.50} = 0.237$$

$$\text{Paralela al claro largo } w = \frac{2.34 \times 1.73}{19.50} = 0.208$$

0.445

0.585

1.030 T/m

Factores de carga:

Claro corto 0.68

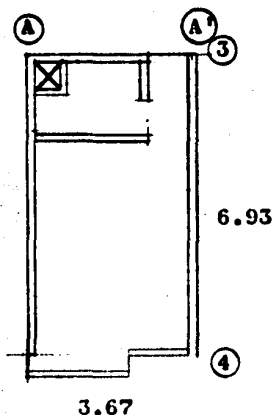
Claro largo 0.32

Cargas:

Claro corto 1.030 x 0.68 = 0.700 T/m

Claro largo 1.030 x 0.32 = 0.33 "

1.03



$$\frac{3.67}{6.93} = 0.53 \approx 0.50$$

Cargas:

$$\text{Total} \quad 0.585 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Muros} \quad 0.520 \text{ T/m}$$

Muros:

$$\text{paralelo claro corto} \quad 3.30 \text{ m}$$

$$\text{paralelo claro largo} \quad 1.90 \text{ m}$$

Factor de equivalencia:

$$\text{Claro corto} \quad 1.30$$

$$\text{Claro largo} \quad 1.80$$

$$\text{Area del tablero} \quad 3.67 \times 6.93 = 25.45 \text{ m}^2$$

Peso de muros:

$$\text{Claro corto} \quad 0.520 \times 3.30 = 1.72$$

$$\text{Claro largo} \quad 0.520 \times 1.90 = 0.99$$

Carga uniformemente distribuida por tablero:

$$\text{Paralela claro corto} \quad w = \frac{1.72 \times 1.30}{25.45} = 0.088$$

$$\text{Paralela claro largo} \quad w = \frac{0.99 \times 1.80}{25.45} = 0.070$$

$$0.158$$

$$0.585$$

$$0.743$$

Factores de carga:

$$\text{Claro corto} \quad 0.94$$

$$\text{Claro largo} \quad 0.06$$

Cargas:

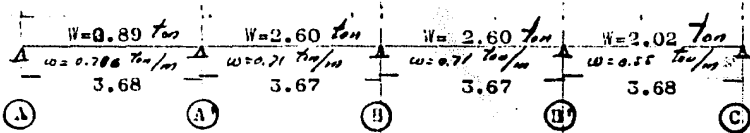
$$\text{Claro corto} \quad 0.94 \times 0.743 = 0.700$$

$$\text{Claro largo} \quad 0.06 \times 0.743 = 0.043$$

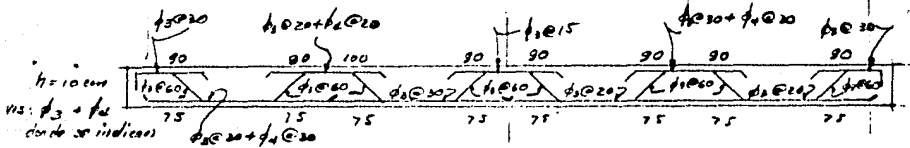
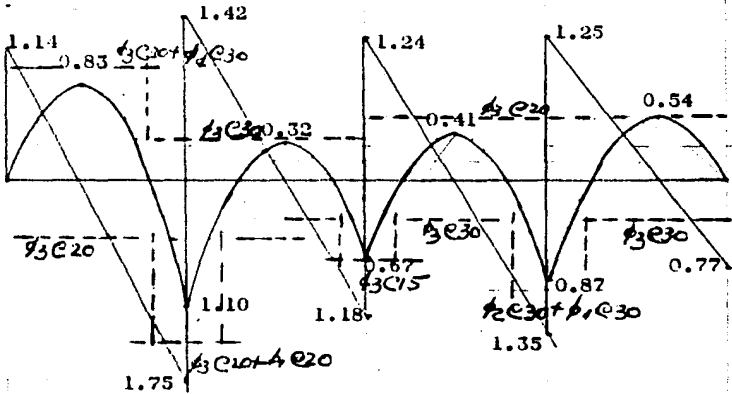
$$0.743 \text{ T/m}$$

## CORTE I-I

98

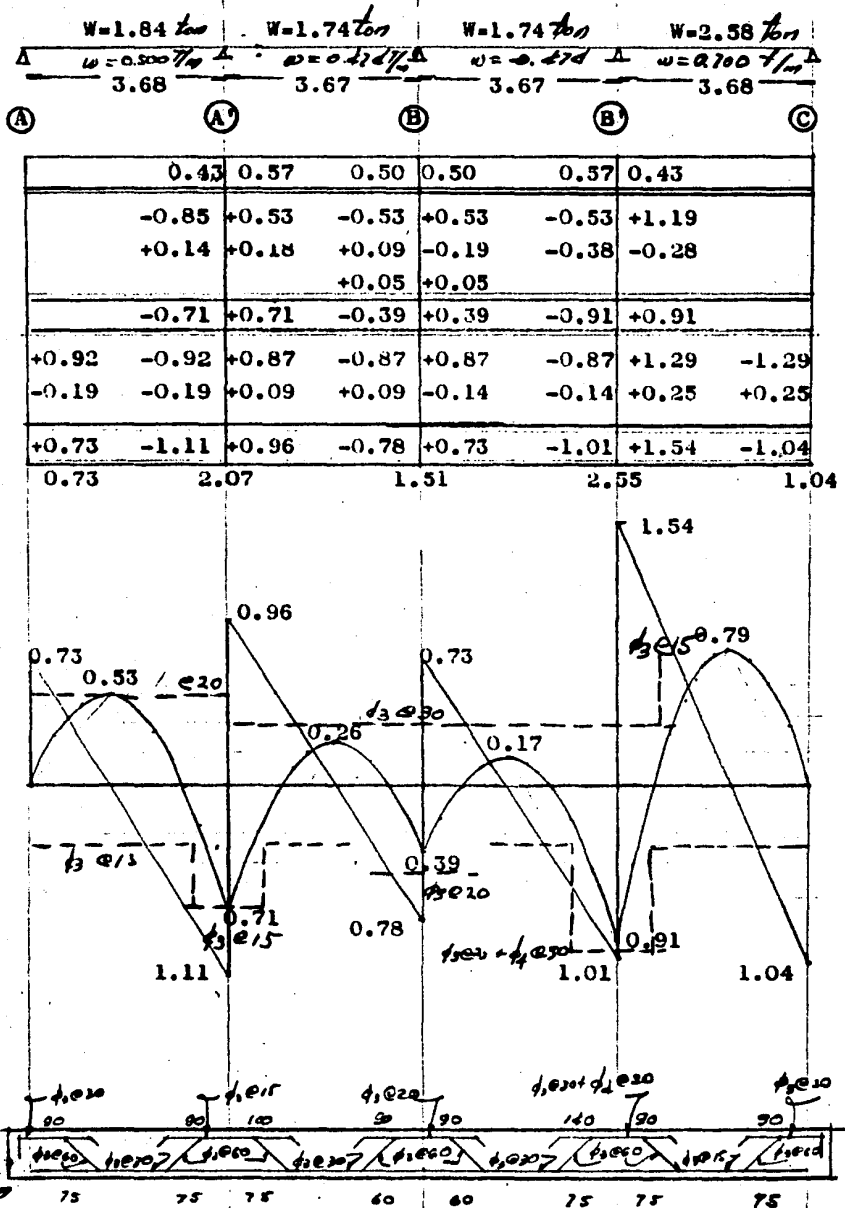


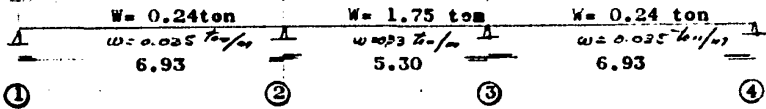
|       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0.815 | 1.09  |       | 1.09  |       | 0.815 |
| 0.43  | 0.57  | 0.50  | 0.50  | 0.57  | 0.43  |
| -1.33 | +1.79 | -0.79 | +0.79 | -0.79 | +0.93 |
| +0.23 | +0.31 |       |       | -0.08 | -0.06 |
|       |       | +0.16 | -0.04 |       |       |
|       |       | -0.06 | -0.06 |       |       |
| -1.10 | +1.10 | -0.07 | +0.67 | -0.87 | +0.87 |
| +1.44 | -1.43 | +1.30 | -1.30 | +1.30 | -1.30 |
| -0.30 | -0.30 | +0.12 | +0.12 | -0.06 | -0.06 |
| +1.14 | -1.75 | +1.42 | -1.18 | +1.24 | -1.35 |
|       |       |       |       | +1.25 | -0.77 |



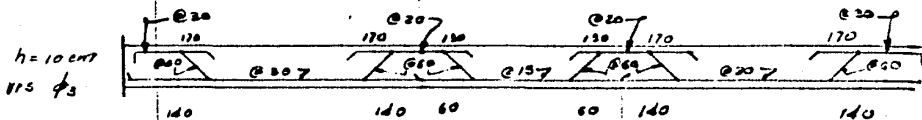
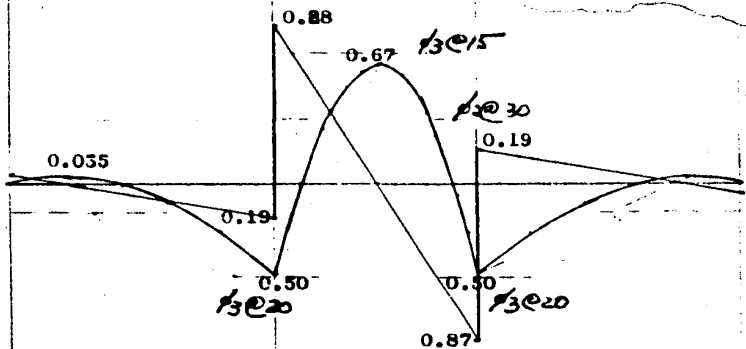
CORTE II-II

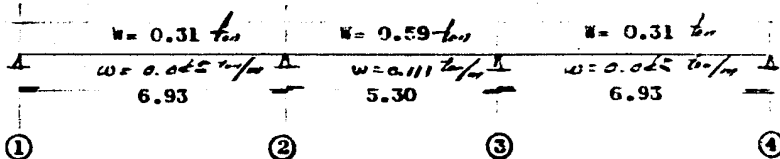
99





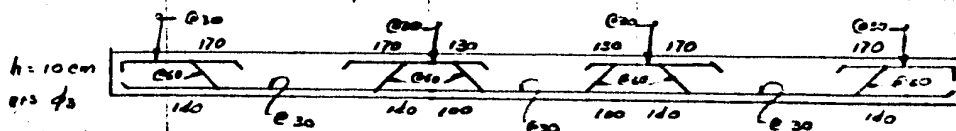
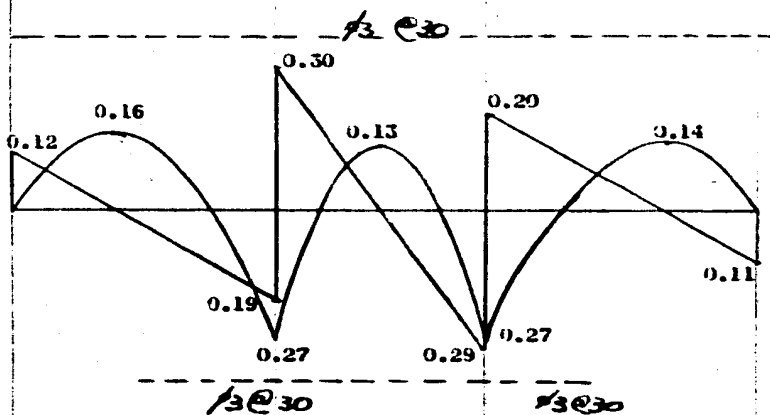
| 0.43  | 0.75  | 0.43  |
|-------|-------|-------|
| 0.36  | 0.64  | 0.36  |
| -0.21 | +0.77 | -0.77 |
| -0.20 | -0.36 | +0.36 |
|       | +0.18 | -0.18 |
| -0.07 | -0.11 | +0.11 |
|       | +0.06 | -0.06 |
| -0.02 | -0.04 | +0.04 |
| -0.50 | +0.50 | -0.50 |
| +0.12 | -0.12 | +0.88 |
| -0.07 | -0.07 | -0.87 |
| +0.05 | -0.19 | +0.88 |
|       |       | -0.87 |
|       |       | +0.19 |
|       |       | -0.05 |

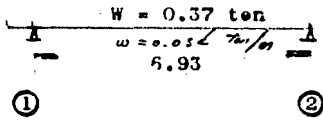




|       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|       | 0.36  | 0.64  | 0.64  | 0.36  |       |
|       | -0.27 | +0.26 | -0.26 | +0.27 |       |
|       |       | +0.01 | -0.01 |       |       |
|       | -0.27 | +0.27 | -0.27 | +0.27 |       |
| +0.16 | -0.15 | +0.30 | -0.29 | +0.16 | -0.15 |
| -0.04 | -0.04 |       |       | +0.04 | +0.04 |
| +0.12 | -0.19 | +0.30 | -0.29 | +0.20 | -0.11 |

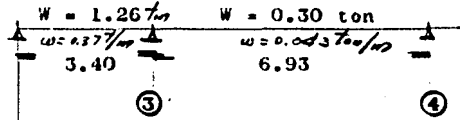
0.12      0.49      0.49      0.11



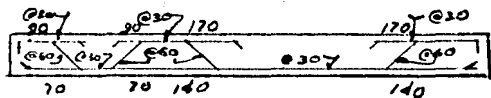
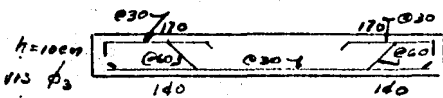
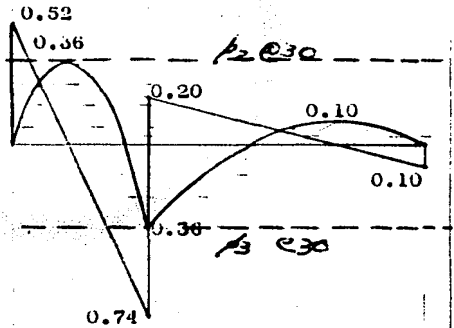
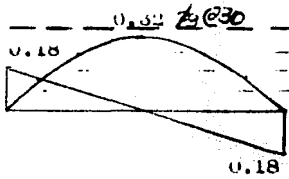


$$R = 0.185$$

$$M = \frac{6.93 \times (0.37)}{8} = 0.32$$



|                     |       |
|---------------------|-------|
| 0.88                | 0.43  |
| 0.67                | 0.33  |
| -0.55 + 0.26        |       |
| +0.19 + 0.10        |       |
| -0.36 + 0.36        |       |
| 0.63 - 0.63 + 0.15  | -0.15 |
| -0.11 - 0.11 + 0.05 | +0.05 |
| -0.52 - 0.74 + 0.20 | -0.10 |



Para diseñar las losas utilizamos básicamente - las mismas constantes obtenidas para las trabes variando únicamente los valores: el ancho  $b$  y el parate  $n$  ; tomándose - para estos un metro y un decímetro, respectivamente.

En las losas no existe problema por esfuerzo - cortante, razón por la cual predomina flexión; luego entonces el diseño va a estar regido por dicha flexión.

## Materiales:

$$f'_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

## Constantes:

$$n = 13.6$$

$$k = 0.423$$

$$j = 0.859$$

$$A = 19.65 \text{ Kg/cm}^2$$

## Momento resistente:

$$M = A_s f_s j d$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

Para  $d = 8.5 \text{ cm}$ :

$$A_s = \frac{M}{2000 \times 0.859 \times 8.5} = 6.85 \text{ M ton-m}$$

$$M_R = K b d^2$$

$$M_R = 19.65 \times 100 \times 8.5^2 = 1.42 \text{ ton-m}$$

## Armado mínimo para las losas:

$$1) \quad 0.0025 \times 100 \times 8.5 = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$2) \quad \text{Separación máxima} = 3 h = 30 \text{ cm}$$

## Areas de varillas:

$$\phi \# 3 \quad a = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\phi \# 4 \quad a = 1.27 \text{ cm}^2$$

**Areas y momentos resistentes -**

| $\phi_3$ |       |       |
|----------|-------|-------|
| SEP      | $A_s$ | M     |
| 60       | 1.19  | 0.175 |
| 30       | 2.38  | 0.350 |
| 20       | 3.55  | 0.520 |
| 15       | 4.76  | 0.700 |
| 10       | 7.10  | 1.04  |

| $\phi_4$ |       |       |
|----------|-------|-------|
| SEP      | $A_s$ | M     |
| 60       | 2.11  | 0.30  |
| 30       | 4.22  | 0.617 |
| 20       | 6.35  | 0.927 |
| 15       | 8.44  | 1.234 |
| 10       | 12.70 | 1.850 |

Sep. en centimetres

$A_s$  en  $cm^2$

M en Ton-m

$$\phi_3 @ 30 + \phi_4 @ 30 \quad M_R = 0.97 \text{ T-m}$$

$$\phi_3 @ 20 + \phi_4 @ 20 \quad M_R = 1.45 \text{ T-m}$$

Como las secciones ya estan propuestas practicamente no es diseño sino revisión de las secciones obteniendose el acero necesario en cada caso.

Las columnas se diseñan para resistir las fuerzas axiales producidas por cargas en todos los pisos más el momento flexionante máximo que resulta de cargar un solo claro adyacente en el piso que se esté considerando. Se tomará también en cuenta la condición de carga que produzca la máxima relación de momento flexionante a carga axial. En marcos de edificios, se presta --- atención especial al efecto de carga de piso desequilibradas sobre columnas exteriores o interiores, y de carga excéntrica debida a otras causas. Al calcular momentos en columnas debidos a cargas verticales, los extremos de las columnas que sean monolíticas con la estructura pueden considerarse como empotradas.

El diseño va a estar regido de acuerdo con las -- normas del Reglamento de las construcciones de concreto reforzado ( ACI 318-63 ) y utilizando el método de la teoría elástica.

Para efectuar lo anterior tomo en consideración las siguientes consideraciones de carga:

Carga estática.

Carga estática más sismo.

Carga estática menos sismo.

Las combinaciones són las siguientes:

$M_{(E+S)}$     y     $P_{(E+S)}$

$M_{(E+S)}$     y     $P_{(E-S)}$

$M_{(E-S)}$     y     $P_{(E-S)}$

$M_{(E-S)}$     y     $P_{(E+S)}$

Todas las combinaciones son importantes y se deben revisar, pero en la practica hemos visto que las condiciones más desfavorables són:

Carga estática.

Carga estática más sismo.

Como las secciones de las columnas están definidas tomando en cuenta las especificaciones del reglamento relacionadas con las dimensiones mínimas, ahora únicamente voy a procurar que el armado vertical no sea menor de 0.01 ni mayor que 0.08 veces el área de la sección transversal total, ni usando para ello varillas menores de 5/8", llevando refuerzo transversal por medio de estribos.

La carga axial máxima permisible en columnas reforzadas con varillas longitudinales y refuerzo transversal de estribos individuales está dada por:

$$P = 0.85 A_g ( 0.25 f'_c + f_s p_g )$$

Donde:

$$f_s = 0.40 F_y \quad (\text{esfuerzo permisible en el refuerzo vertical de colum.})$$

La resistencia de una columna está controlada por compresión, si la carga actuante, tiene una excentricidad  $e$ , en cada dirección principal menor o igual que:

$$e_b = ( 0.67 p_g m + 0.17 ) d$$

y está controlada por tensión si  $e$  excede éste valor en cualquiera de las direcciones principales.

Las columnas controladas por compresión serán proporcionadas por la ecuación:

$$f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} \quad \text{no mayor que uno.}$$

Donde:

$f_{bx}$  y  $f_{by}$  son las componentes del momento flexionante respecto a los ejes principales -

Para flexión en dos direcciones:

$$M_x / M_{ox} + M_y / M_{oy} \quad \text{no mayor que uno}$$

Donde:

$M_x$  y  $M_y$  son los momentos flexionantes con respecto a los ejes principales

Elementos Mecánicos:

Sección:

$$P_{(E+S)} = 102.50 \text{ ton}$$

Cuadrada de 40 x 40 cm

$$P_{(E-S)} = 31.20 \text{ ton}$$

Armada con 8 vrs. de 1"

$$M_{(E+S)} = 17.50 \text{ T-m}$$

y estribos

$$M_y = 1.97 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{40.56}{1600} = 0.025 \quad \checkmark$$

$$P_{(E+S)} = 95.80 \text{ ton}$$

$$e_p = 17.50 \text{ cm}$$

$$P_{(E-S)} = 87.90 \text{ ton}$$

$$M_{(E+S)} = 9.64 \text{ T-m}$$

$$M_x = 14.80 \text{ T-m}$$

$$e_r = \frac{17.50}{102.50} = 17.1 \quad \angle \quad 17.5 \quad c$$

$$e_r = \frac{1.97}{102.50} = 1.92 \quad \angle \quad 17.5 \quad c$$

Debe verificarse:

$$\frac{102500}{1600 \times 122} + \frac{17.50}{0.02264 \times 108.0} + \frac{1.97}{0.02264 \times 108.0} = 0.53 + 0.71 + 0.08 = 1.32 \quad \angle \quad 1.50 \quad \checkmark$$

$$e_r = \frac{9.64}{95.80} = 10.1 \quad \angle \quad 17.5 \quad c$$

$$e_r = \frac{14.80}{87.90} = 16.80 \quad \angle \quad 17.5 \quad c$$

También debe verificarse:

$$\frac{95800}{1600 \times 122} + \frac{9.64}{0.02264 \times 108.0} + \frac{14.80}{0.02264 \times 108.0} = 0.49 + 0.40 + 0.60 = 1.49 \quad \angle \quad 1.50 \quad -$$

Todas las varillas en columnas de estribos que--  
daran rodeadas por estribos o anillos laterales formados con va-  
rillas cuando menos de 1/4", espaciados:

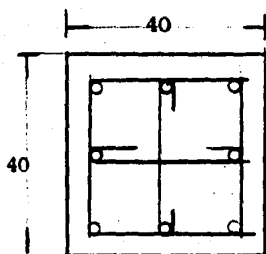
- a)  $16 \phi$  de la varilla longitudinal.
- b)  $48 \phi$  de la varilla para estribo.
- c) La menor dimensión de la columna.

Para nuestro caso:

$$16 \times 2.54 = 40.6 \text{ cm}$$

$$48 \times 0.95 = 45.6 \text{ cm} \quad (\phi_3)$$

$$l = 40.0 \text{ cm.} \quad \checkmark$$



Secc. 40 x 40

Vrs. L.  $8 \phi 8$

Estr.  $\phi_3 @ 40 \text{ cm}$

## CAPITULO VI

### CIMENTACION

La cimentación se efectua considerando el peso - de la estructura sumada al peso propio de la cimentación y con la capacidad del terreno en el cual se va a desplantar el edificio.

En el terreno deben hacerse pruebas de su capacidad tanto a la compresión como al esfuerzo cortante, asi como - del contenido de agua y del tipo de materiales que contiene.

Para las condiciones especiales del terreno de - la Ciudad de México, los tipos de cimentación más convenientes són:

CIMENTACION POR SUPERFICIE- Este tipo de cimentación es usual para construcciones de poco peso. Consiste - en transmitir las cargas que soporta el terreno sin sobrepasar los límites de esfuerzo a que puede someterse el terreno. En este caso la transmisión de las cargas puede hacerse con zapatas de mamposteria.

Si el terreno va a someterse a esfuerzos mayores mediante cargas proporcionales para construcciones más pesadas, también se usa este sistema, pero apoyando las trabes de la subestructura sobre zapatas de concreto armado.

Las cargas de las columnas suelen transmitirse - al terreno, cuando éste es lo suficientemente resistente mediante zapatas aisladas de concreto armado. Este tipo es recomendable en terrenos con asentamientos de poca consideración, evitando asi ruertes desplazamientos verticales en las columnas.

Las cimentaciones con zapatas corridas se utilizan en terrenos con mayores asentamientos. Són de concreto armado, llevando el refuerzo principal perpendicular a las contra-

rabes; además de éste llevan otro armado por temperatura transverzal al anterior. Este tipo se adapta al suelo de la Ciudad de México, suelen usarse en edificios hasta de cinco pisos.

Cuando la capacidad del terreno y el peso del -- edificio son tales que proyectar el área de apoyo de las zapa-- tas corridas nos de un valor tal que las zapatas de dos ejes para ralelos casi se juntan, será conveniente hacer una cimentación por losa corrida de concreto armado en dos sentidos.

Esto sucede cuando el área necesaria de cimenta-- ción sea mayor que dos terceras partes del área del terreno.

En estructuras ligeras como viviendas de uno o dos pisos es usual cimentarlos sobre zapatas de mampostería, --- adoptandose los valores que otorga el Reglamento de las Cons--- trucciones para la capacidad de soporte del terreno el cual dice: lotes que habian sido ocupados por edificaciones anteriores tomar el valor de  $5 \text{ Ton/m}^2$  y en zonas donde se va a construir -- por primera vez el valor de  $3 \text{ Ton/m}^2$ .

CIMENTACION COMPENSADA- O POR SUSTITUCION- Cuan-- do la carga que se aplica al terreno debido al peso del edifi-- cio sobrepasa su capacidad, debe corregirse este quitando peso al terreno mediante una excavación.

Hay tres formas de hacerlo:

- 1- Compensando parcialmente el peso del edificio.
- 2- Compensando totalmente el peso del edificio.
- 3- Por flotación.

CIMENTACION POR FLOTACION/ De acuerdo con el -- principio de Pascal: todo cuerpo sumergido en el seno de un li-- quido experimenta un empuje de abajo hacia arriba igual al pe-- so del volumen del liquido desalojado.

Cuando se deposita un cuerpo en un liquido, puede suceder que se sumerja al fondo si su peso volumétrico es -- mayor que el peso específico del liquido; puede ocurrir que el cuerpo quede a la profundidad que se le coloque cuando su peso volumétrico sea igual al del liquido y finalmente puede ocu--rrir que el cuerpo flote si su peso volumétrico es menor que --

el del líquido en cuestión. Cuando la subpresión del agua llega a ser igual a la presión de contacto, se tendrá entonces el fenómeno de flotación; se debe tener cuidado en este tipo de cimentaciones en que el peso del edificio sea mayor o cuando menos igual que la subpresión.

**CIMENTACION POR PILOTES-** Se fabrican de diversos materiales como madera, acero, concreto ya sea simple o armado. Pueden ser prefabricados o fabricados en el lugar de su hincado.

Por su forma de trabajo pueden ser:

- a) Pilotes de fricción
- b) Pilotes de punta.
- c) Pilotes de apoyo mixto.

Los pilotes son elementos que se usan para transmitir el peso de una estructura a estratos profundos más resistentes que los mantos superiores.

Se usan pilotes de fricción cuando los estratos que atravesamos desarrollan la fricción necesaria para dar la capacidad de carga requerida en el pilote, o cuando el estrato resistente no sea económicamente alcanzable.

Los pilotes de punta se usan cuando el estrato resistente es económicamente alcanzable, o cuando los estratos atravesados no ofrecen una resistencia por fricción adecuada.

Cuando los pilotes trabajan parcialmente por apoyo directo sobre una capa resistente que pueda sufrir asentamientos debidos a que bajo la dicha capa existen estratos compresibles, en este caso parte de la carga se toma por fricción del pilote con el terreno en el estrato superior de la capa dura.

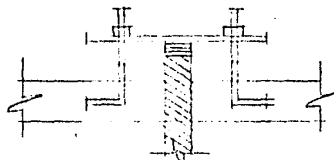
**PILOTES DE CONTROL** - Este tipo de cimentación es apropiado para el suelo de la Ciudad de México.

Estos pilotes atraviesan la losa de cimentación quedando unidos a las contratraves por medio de unas anclas.

Con este tipo de pilotes, el edificio sigue al

terreno en su hundimiento, pudiendo aprovechar parte de la presión de contacto, tienen la ventaja de permitir la nivelación del edificio.

Presenta el inconveniente de que en caso de sufrir el edificio cierta inclinación, la celda de deformación del pilote puede perderse y este tender a salirse.

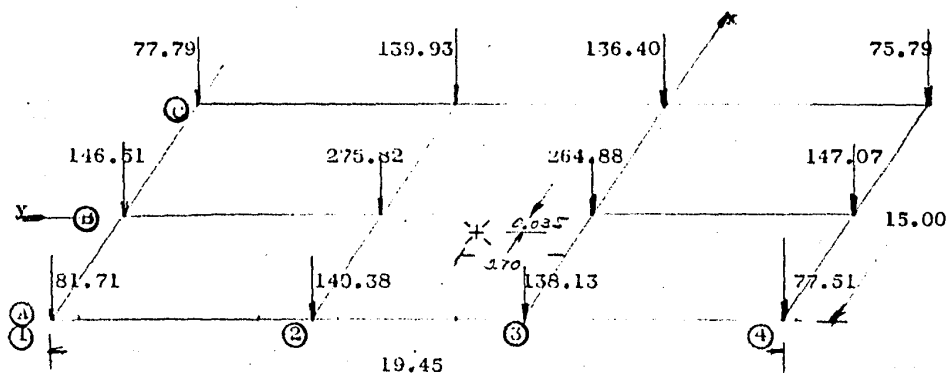


Elección del tipo de cimentación.-

Habiendo visto los diferentes sistemas de cimentación usuales en México, de acuerdo con ellos escogemos el tipo que más nos convenga.

Para esto, necesitamos conocer el esfuerzo al cual va a quedar sujeto el terreno, este esfuerzo lo encontramos dividiendo el peso total del edificio incluso el peso de la cimentación, entre el área sobre la cual se va a desplantar dicha cimentación.

De igual manera como se redujeron las cargas vivas en el análisis vertical para análisis sísmico, se deberá reducir para cimentación ya que el Reglamento especifica una carga viva de  $40 \text{ kg/m}^2$  para la cimentación.



CARGAS REDUCIDAS QUE TRANSMITEN LAS COLUMNAS A LA CIMENTACION

|                             |                          |
|-----------------------------|--------------------------|
| Peso total del edificio     | 1702.00 ton              |
| Peso de la cimentación(20%) | 340.40 ton               |
|                             | 2042.40 ton              |
| Area de cimentación         | 292.00 m <sup>2</sup>    |
| Reaccion del terreno        | 7.00 ton/ m <sup>2</sup> |

Como se ve para que la estructura no sufra deformaciones, el terreno debe respondernos con la reacción anterior la cual para las características de la Ciudad de México y en particular del lugar donde quedará ubicado el edificio es muy alta y muy improbable de obtenerse; por lo tanto descartamos la posibilidad de usar una cimentación por superficie con losa corrida.

Veamos una cimentación combinada, es decir una cimentación por superficie con una losa corrida y pilotes apoyados en las contratraves.

Localización de pilotes - Ahora procedemos a calcular y localizar el número de pilotes necesarios para transmitir la diferencia del peso del edificio, a capas profundas resistentes puesto que la losa de cimentación transmite el peso del edificio por superficie.

|                                       |                         |
|---------------------------------------|-------------------------|
| Area de cimentación                   | 292.00 m <sup>2</sup>   |
| Reacción del terreno                  | 4.00 Ton/m <sup>2</sup> |
| Peso total del edificio               | 2042.40 Ton             |
| Peso que transmite la losa            | 1168.00 Ton             |
| Diferencia que transmiten los pilotes | 874.00 Ton              |

Número de pilotes- Usando pilotes de 40 ton de capacidad:

$$\text{número de pilotes} = \frac{874}{40} = 22 \text{ pilotes}$$

La capacidad de carga admisible para pilotes de fricción esta obtenida con base a la distribución con la profundidad, del contenido de humedad y correlacionando éste en tablas de regresión estadística, con la resistencia al esfuerzo

cortante.

114

| Diametro del<br>pilote m. | Capacidad de carga<br>admisible en ton. |
|---------------------------|-----------------------------------------|
| 0.30                      | 23.00                                   |
| 0.40                      | 30.50                                   |
| 0.50                      | 38.50                                   |

Necesitamos que el centro de gravedad de las descargas en la cimentación coincida con el centro de resistencia de los pilotes para que no aparesca un momento de volteo lo suficientemente fuerte que nos proveque una falla de dichos pilotes.

Encontremos el centro de gravedad de cargas de cimentación, después por medio de tanteos encontraremos la distribución de pilotes más adecuada.

Tomando como ejes de referencia: Para X el eje 3, y para Y el eje B.

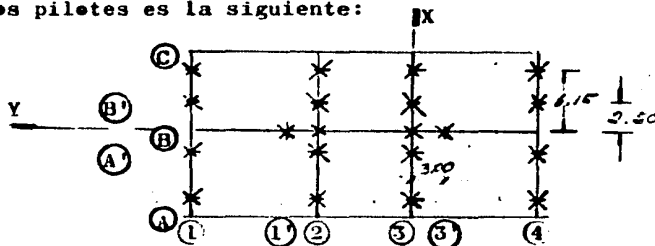
| COL     | W      | X     | Y      | XW      | YW      |
|---------|--------|-------|--------|---------|---------|
| A-1     | 81.71  | -7.30 | 12.17  | - 597.0 | 994.0   |
| 2       | 140.38 | -7.30 | 5.30   | -1024.0 | 744.0   |
| 3       | 138.13 | -7.30 | 0      | -1008.0 | 0       |
| 4       | 77.51  | -7.30 | - 6.87 | - 566.0 | - 532.5 |
| B-1     | 146.51 | 0     | 12.17  | 0       | 1782.0  |
| 2       | 275.82 | 0     | 5.30   | 0       | 1461.8  |
| 3       | 264.88 | 0     | 0      | 0       | 0       |
| 4       | 147.07 | 0     | - 6.87 | 0       | 1009.0  |
| C-1     | 77.79  | 7.30  | 12.17  | 568.0   | 947.5   |
| 2       | 139.93 | 7.30  | 5.30   | 1020.0  | 742.0   |
| 3       | 136.40 | 7.30  | 0      | 994.0   | 0       |
| 4       | 75.79  | 7.30  | - 6.87 | 553.5   | - 521.5 |
| 1701.92 |        |       |        | - 59.5  | 4608.30 |

$$X = \frac{- 59.50}{1701.92} = - 0.0349$$

$$Y = \frac{4608.30}{1701.92} = 2.707$$

Para distribuir los pilotes, es necesario recordar que por especificación deben estar separados 1.35 m de las colindancias.

Encontramos que la localización más adecuada de los pilotes es la siguiente:



| PIL  | W | X     | Y      | XW    | YW     |
|------|---|-------|--------|-------|--------|
| A-1  | 1 | -6.15 | 12.17  | -6.15 | 12.17  |
| 2    | 1 | -6.15 | 5.30   | -6.15 | 5.30   |
| 3    | 1 | -6.15 | 0      | -6.15 | 0      |
| 4    | 1 | -6.15 | - 6.87 | -6.15 | - 6.87 |
| A'-1 | 1 | -2.50 | 12.17  | -2.50 | 12.17  |
| 2    | 1 | -2.50 | 5.30   | -2.50 | 5.30   |
| 3    | 1 | -2.50 | 0      | -2.50 | 0      |
| 4    | 1 | -2.50 | - 6.87 | -2.50 | - 6.87 |
| B -1 | 1 | 0     | 12.17  | 0     | 12.17  |
| 1'   | 1 | 0     | 8.30   | 0     | 8.30   |
| 2    | 1 | 0     | 5.30   | 0     | 5.30   |
| 3    | 1 | 0     | 0      | 0,    | 0      |
| 3'   | 1 | 0     | - 3.87 | 0     | - 3.87 |
| 4    | 1 | 0     | - 6.87 | 0     | - 6.87 |
| B'-1 | 1 | 2.50  | 12.17  | 2.50  | 12.17  |
| 2    | 1 | 2.50  | 5.30   | 2.50  | 5.30   |
| 3    | 1 | 2.50  | 0      | 2.50  | 0      |
| 4    | 1 | 2.50  | - 6.87 | 2.50  | - 6.87 |
| C -1 | 1 | 6.15  | 12.17  | 6.15  | 12.17  |
| 2    | 1 | 6.15  | 5.30   | 6.15  | 5.30   |
| 3    | 1 | 6.15  | 0      | 6.15  | 0      |
| 4    | 1 | 6.15  | - 6.87 | 6.15  | - 6.87 |
| 22   |   |       |        | 0     | 57.43  |

$$X = \frac{0}{22} = 0$$

$$Y = \frac{57.43}{22} = 2.62$$

Para obtener el centro de resistencia de los pilotes tomamos como ejes de referencia los utilizados para obtener el centro de gravedad de descargas en la cimentación es decir, para el X el eje 3, para Y el eje B. A continuación vamos a comparar las coordenadas de ambos puntos:

Centro de gravedad de descargas -

$$X = -0.035 \quad Y = 2.70$$

Centro de resistencia de los pilotes -

$$X = 0 \quad Y = 2.62$$

Observamos que tenemos una excentricidad de 3.5 centímetros en dirección del eje Y, y que según el eje X tenemos una excentricidad de 8.0 centímetros. El momento de volteo será por lo tanto de poca importancia y es fácilmente absorbido por los pilotes.

En virtud de ser la cimentación por pilotes más cara, voy a dejarlo pendiente para resolver ésta, con otro tipo de cimentación.

Veamos una cimentación parcialmente compensada. Esta cimentación debe de trabajar de tal forma que las deformaciones no afecten en su parte fundamental las hipótesis de cálculo, además las partes integrantes de esta deben ser de dimensiones tales que las deformaciones que aparezcan al transmitir la carga al terreno, no revasen los límites de trabajo de los materiales de que este hecho, y por último al trabajar conjuntamente la cimentación y la superestructura, la cimentación debe transmitir al suelo, fatigas que produzcan deformaciones o asentamientos iguales a los que se producen en el terreno natural sin cargas.

Ya tenemos calculado el centro de gravedad de - cargas  $X = 0.035 \text{ m}$ ,  $Y = 2.70 \text{ m}$ ; también tenemos calculado el centro de gravedad de la figura de la planta de cimentación  $X = 0$   $Y = 2.65 \text{ m}$ , este punto es el centro de reacciones del terreno o sea de las cargas hacia arriba. Estas coordenadas están referidas a los ejes 3 y B como ejes X, Y respectivamente.

El centro de gravedad de cargas y el de reacción

nes deben de coincidir para tener equilibrio de fuerzas verticales, generalmente esto no sucede, entences se amplia la base de la losa de cimentación e se aplican lastres, para mover y -acercar paulatinamente el centro de reacciones mediante tanteos hasta lograr tal coincidencia,

Come sabemos la suma de descargas de las columnas a la cimentación vale:

$$P = 1702.00 \text{ Ton}$$

Area de la plataforma:

$$A = 292.00 \text{ m}^2$$

Per lo que la presión de contacto vale:

$$p = \frac{P + 20\% P}{A_t}$$

Dando 20% P es el peso propio que le considere a la cimentación, lo pongo en función del peso de la estructura.

Peso total:

$$P + 0.20P = 1702.00 + 340.40 = 2042.40 \text{ ton}$$

Presión de contacto:

$$p = \frac{2042.40}{292.0} = 7.0 \text{ Ton/m}^2$$

Considerando que el terreno donde se va a cimentar el edificio en cuestión tiene una capacidad de  $4 \text{ Ton/m}^2$ , y comparando ésta con la presión de contacto:

$$p = \frac{7.0}{4.0} = 1.75$$

$3.0 \text{ Ton/m}^2$

esta presión representa la presión que no puede ser resistida por el terreno, por lo que se tendrá que excavar un volumen de suelo igual al peso del edificio que no puede ser soportado como sobrecarga.

Considerando también que el peso volumétrico -- del suelo en que se va a cimentar resulto igual a  $1800 \text{ Kg/m}^3$  con ésto y lo anterior tenemos:

$$\text{Profundidad excavac.} = \frac{\text{Presión contacto} - \text{Capacid. terr.}}{\text{Peso volumétrico suelo}}$$

$$h_e = \frac{7 - 4}{1.8} = \frac{3.0}{1.8} = 1.66 \text{ m}$$

que será la profundidad de desplante.

La presión neta es igual a la suma de las descargas de las columnas entre el área total de la plataforma de cimentación:

$$P_n = \frac{1702.00}{292.0} = 5.80 \text{ Ton/m}^2$$

Recordemos que al efectuar el cálculo de la cimentación debemos partir de la condición de equilibrio, o sea - que la suma de descargas de columnas debe ser igual a la suma - de reacciones del terreno sobre la plataforma.

Ahora bien, con la presión neta y el área tributaria de cada columna, se calcularán las cargas que van hacia - arriba en la cimentación, la suma de las cuales debe ser igual a la suma de las descargas de las columnas (cargas hacia abajo) para cumplir la condición:  $\Sigma F_v = 0$ .

La tabla siguiente muestra el cálculo de lo expresado anteriormente.

| COL | PRES. NETA | AREA TRIB. | REACC. |
|-----|------------|------------|--------|
| A-1 | 5.80       | 13.26      | 77.20  |
| 2   | "          | 23.20      | 135.00 |
| 3   | "          | 23.20      | 135.00 |
| 4   | "          | 13.26      | 77.20  |
| B-1 | "          | 26.53      | 154.60 |
| 2   | "          | 46.40      | 270.50 |
| 3   | "          | 46.40      | 270.50 |
| 4   | "          | 26.53      | 154.60 |
| C-1 | "          | 13.26      | 77.20  |
| 2   | "          | 23.20      | 135.00 |
| 3   | "          | 23.20      | 135.00 |
| 4   | "          | 13.26      | 77.20  |

291.70      1699.00

$$\Sigma \text{Reacc.} = \Sigma \text{descargas}$$

$$1699 = 1702 \quad \checkmark$$

$$\therefore \Sigma F_v = 0$$

cargas actuando en la retícula de cimentación; en equilibrio.

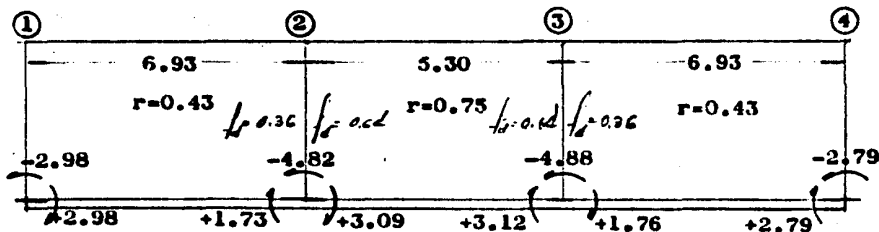
### Análisis de las contratraveses de cimentación.-

Condiciones.- Se trata de un método aproximado con fines prácticos es comunmente usado para cimentar estructuras del orden de ocho niveles sustentados en suelos de alta compresibilidad.

- 1.- El método no toma en cuenta la interacción entre cimentación y suelo.
- 2.- La cimentación la consideramos trabajando como viga infinitamente rígida.
- 3.- Se desprecian los desplazamientos diferenciales
- 4.- Supone que no existe rigidez torsional por lo -- que trabaja con momentos nulos en los extremos -- de las contratraveses.
- 5.- Para efecto de equilibrio de cortantes, supone -- una viga flotante en el espacio.
- 6.- Los efectos que produce la corrección se distribuye proporcionalmente a las rigideces de los -- elementos resistentes.

Los momentos que presentan los empotramientos de las columnas, se transmiten a la reticula de cimentación -- en forma proporcional a la rigidez del elemento resistente en cada uno de sus claros.

El nudo debe quedar equilibrado esto es que el momento de la columna, deberá ser contrareestado por el de la contratrabe tal que  $\sum M_{\text{nudo}} = 0$ .

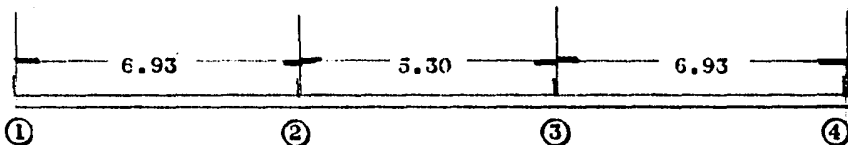


C-T (A)

Condiciones de apoyo.- La capacidad de un elemento resistente, depende de su propia rigidez; como el porcentaje que presenta la columna en comparación con el de la contratrabe es muy pequeño, se optó por considerar un momento nulo en las columnas y presentar un sistema de contratraves simplemente apoyados.

Corrección al momento de borde.-

Se logra por distribución de momentos en las contratraves, aplicando el método de H. Cross.



| $r=3EI/L = 0.13$ |       | $r=4EI/L = 0.75$ |       | $r = 0.43$ |       |
|------------------|-------|------------------|-------|------------|-------|
| 0.36             | 0.64  | 0.64             | 0.36  |            |       |
| +2.98            | +1.73 | +3.09            | +3.12 | +1.26      | +2.79 |
|                  | +1.49 |                  |       | +1.40      |       |
|                  | -2.27 | -4.04            | -3.70 | -2.08      |       |
| 0                | +0.95 | -0.95            | -0.58 | +0.58      | 0     |
|                  |       |                  |       |            |       |
| +0.14            | +0.14 | -0.29            | -0.29 | +0.08      | +0.08 |
| 0.14             | 0.43  |                  | 0.37  |            | 0.08  |

C-T (A)

De idéntica manera, se resuelven las demás contratraves.

## Descargas reales en la reticula.-

| Col | $V_{Tx}$ | $V_{Ty}$ | $P'$    | $P' = V_T + P$ |
|-----|----------|----------|---------|----------------|
| A-1 | +0.39    | +0.14    | -81.71  | -81.18         |
| A-2 | -0.02    | -0.43    | -140.38 | -140.83        |
| A-3 | -0.02    | +0.57    | -158.15 | -137.78        |
| A-4 | +0.39    | -0.08    | -77.51  | -77.20         |

Donde:

$V_{Tx}$  ,  $V_{Ty}$  son cortantes hiperestáticas

$P$  = Descarga isostática de columna

$P' = (V_T - P)$  Descarga real

En esta etapa del análisis, consideramos únicamente el efecto de carga permanente. El efecto de sismo se desprecia ya que presenta una acción instantánea, reversible y a mas de ésto no altera la condición de equilibrio.

## Estructuración de la reticula de cimentación.-

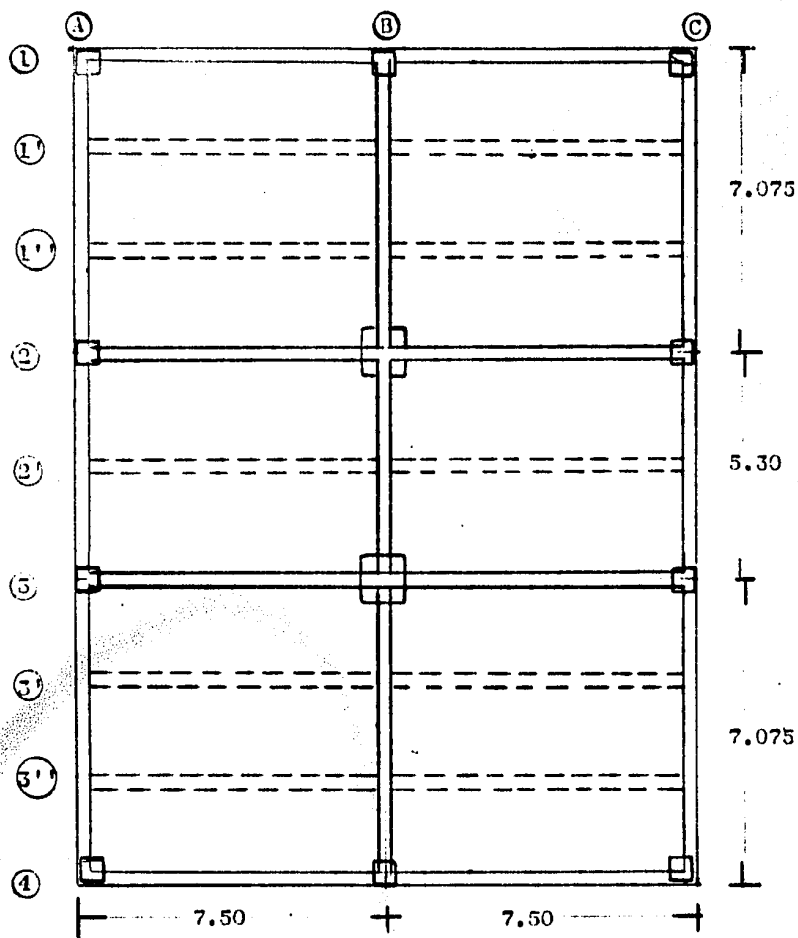
Como las losas de cimentación con grandes claros presentan los siguientes inconvenientes:

- 1.- Se flechan. Consecuencia: agrietamiento así como entrada de agua freática a las celdas.
- 2.- Grandes peraltes que repercuten en la economía de la obra.
- 3.- Espaciamiento reducido del refuerzo.

Para evitar éstos, voy a anexar entre los claros de los ejes, contratraves intermedios como lo muestra la figura mas adelante.

Con ésto consideramos que los elementos secundarios, son apoyados en los principales y éstos a su vez en los nudos, trabajando como un sistema de losa y traves invertidos. La resolución de las traves se hace por el método de H. Cross.

## ESTRUCTURACION DE LA RETICULA DE CIMENTACION



Vamos a resolver las contratraves 1', 1'', 3', - 3''; A y C, considerando para ello las áreas tributarias que les corresponda y cargandolas con la presión de contacto de 7.0 Ton/M<sup>2</sup>, para después resolverlos por el método descrito.

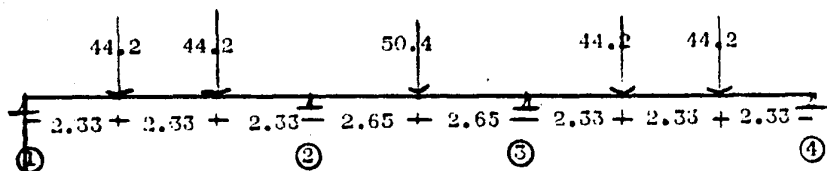


| 3EI/L  |       | 3EI/L  |       |
|--------|-------|--------|-------|
| 0.50   |       | 0.50   |       |
| -106.8 |       | +106.8 |       |
| +58.9  | -58.9 | +58.9  | -58.9 |
| -14.7  | -14.7 | +14.7  | +14.7 |
| +44.2  | -73.6 | +73.6  | -44.2 |

44.2

147.20

44.2



| 0.43   |  | 0.75   |       | 0.43  |  |
|--------|--|--------|-------|-------|--|
| 0.37   |  | 0.63   | 0.63  | 0.57  |  |
| -100.4 |  | +33.3  |       |       |  |
| + 28.5 |  | +48.6  |       |       |  |
|        |  | -24.3  |       |       |  |
| + 9.0  |  | +15.3  |       |       |  |
|        |  | - 7.7  |       |       |  |
| + 2.9  |  | + 4.8  |       |       |  |
| 0      |  | - 70.0 | +70.0 |       |  |
| +44.2  |  | - 44.2 | +25.2 | -25.2 |  |
| -10.5  |  | - 10.5 | 0     | 0     |  |
| +33.9  |  | - 54.5 | +25.2 | -25.2 |  |

33.9

79.70

79.70

33.9

Desequilibrio final en la reticula.-

Esta etapa es el resultado de sumar algebraicamente las descargas que produce la superestructura, con las reacciones del terreno.

- Para que todo el análisis anterior sea cierto deberá verificarse la condición de equilibrio:  $\sum F_z = 0$

| Col | $Q_x$ | $Q_y$ | $P'$    | $Q+P'$ |
|-----|-------|-------|---------|--------|
| A-1 | +22.1 | +33.9 | -81.18  | -25.18 |
| A-2 | +47.3 | +79.7 | -140.83 | -13.83 |
| A-3 | +47.3 | +79.7 | -137.78 | -10.78 |
| A-4 | +22.1 | +33.9 | -77.20  | -21.20 |

Donde:

$Q_x, Q_y$  Son las reacciones del terreno

$P' = V + P$  Descarga real

$Q + P' =$  Desequilibrio de cortantes.

Haciendo lo mismo en todas las demas columnas --- obtenemos el desequilibrio de cortantes para toda la reticula.

|   | ①      | ②       | ③       | ④      |        |
|---|--------|---------|---------|--------|--------|
| ① | -21.70 | -11.80  | -10.00  | -19.90 | -63.6  |
| ② | +42.30 | +194.20 | +156.10 | +41.70 | +434.3 |
| ③ | -25.18 | -13.83  | -10.78  | -21.20 | -71.0  |
|   | - 4.80 | +168.60 | +135.30 | + 0.60 |        |

Como ya hemos dicho anteriormente, la cimentación en conjunto es tratada como una viga infinitamente rígida, trabajando en el espacio bajo la acción del desequilibrio de cortantes; luego entonces bajo estas condiciones procedemos a obtener los elementos mecánicos correctos en ambas direcciones.

Explicación del método numérico empleado para la corrección:

- 1.- Sobre el eje anotamos los valores ( $Q + P'$ ) con su signo correspondiente.
- 2.- En el entre eje calculamos el valor de la fuerza cortante. Al no estar en equilibrio la cimentación, la suma de los cortantes es diferente de cero. Por lo tanto debemos de hacer una corrección.
- 3.- Hacemos dicha corrección, dividiendo el exceso de cortante entre la longitud total de la contratrabe y multiplicando éste valor por el claro parcial respectivo con signo contrario.
- 4.- Anotamos el valor de las cargas ( $Q+P'$ ) con su correspondiente corrección.
- 5.- Ponemos el valor de las fuerzas cortantes corregidas cuya suma debe ser igual a cero. Este es el incremento de fuerza cortante.
- 6.- Calculamos el momento debido a éstos cortantes, multiplicando cada cortante por el claro en que obran.
- 7.- Calculamos el momento en cada eje sumando los anteriores valores. Como no está en equilibrio la cimentación, en el apoyo extremo obtenemos un valor del momento diferente de cero, el cual hay que corregir.
- 8.- Hacemos dicha corrección, dividiendo el momento en el apoyo entre la longitud total de la contratrabe multiplicando éste valor por la suma de los claros parciales hasta el tramo considerado.
- 9.- Anotamos el valor del incremento del momento flexionante en cada eje. Como comprobación, debe valer ---cero en los extremos.

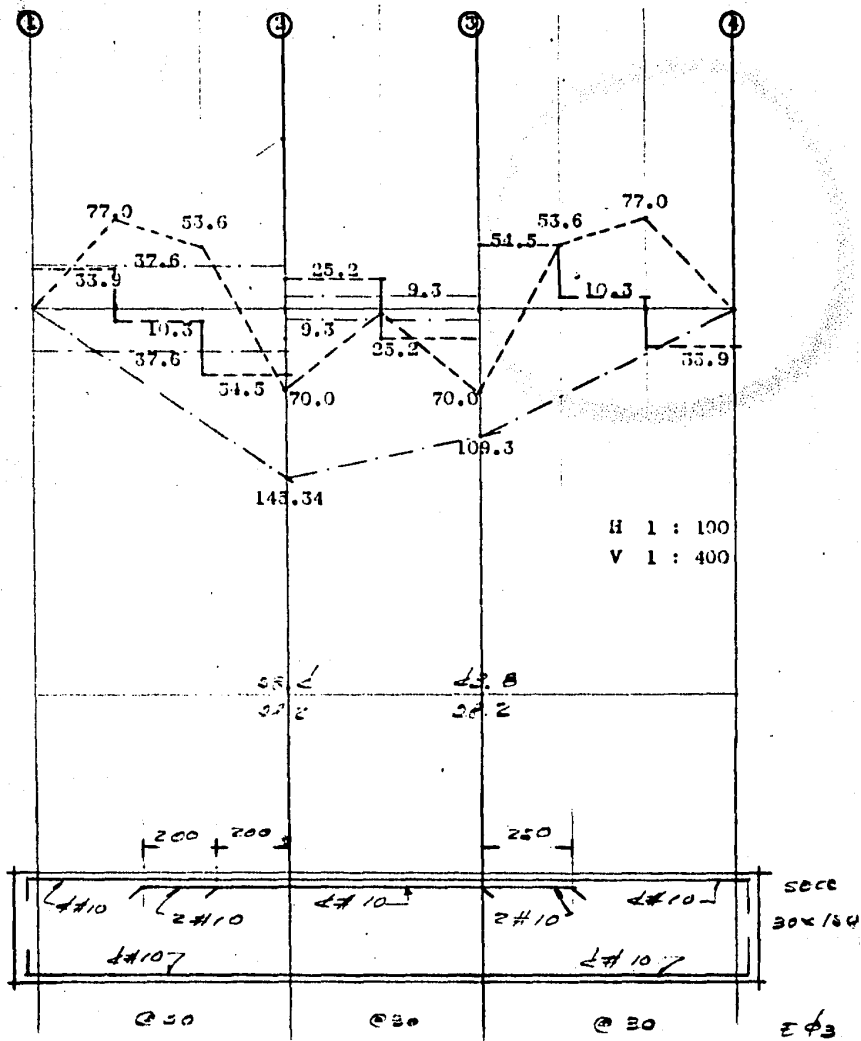
Como ejemplo ilustrativo presentamos el siguiente

|                    | -4.80   | +168.60 | +135.30 | +0.60   |
|--------------------|---------|---------|---------|---------|
|                    | 6.93    | 5.30    | 6.93    |         |
| P                  | -4.80   | +168.60 | +135.30 | +0.60   |
| V                  | -4.80   | +163.80 | +299.10 | +299.7  |
| V <sub>c</sub>     | -107.90 | - 83.80 | -107.90 | 0       |
| P <sub>l</sub>     | -112.70 | + 84.80 | + 27.40 | +0.60   |
| V <sub>f</sub>     | -112.70 | - 27.90 | - 0.50  |         |
| V <sub>f</sub> x L | -766.0  | -147.80 | - 3.40  |         |
| M                  | 0       | -766.0  | -913.80 | -917.20 |
| M <sub>c</sub>     | 0       | +330.0  | +586.0  | +917.20 |
| M <sub>F</sub>     | 0       | -435.0  | -327.80 | 0       |
| CORRECCION TIPO    |         |         |         |         |
| V <sub>f</sub> / 3 | - 37.60 | - 9.30  | - 0.20  |         |
| M <sub>F</sub> / 3 | 0       | -145.34 | -109.30 | 0       |

Como el análisis fué hecho considerando toda la reticula como una viga infinitamente rígida habra que distribuir tanto el cortante como el momento a cada una de las contratraves, esto se hara proporcionalmente a la rigidez de los mismos; como todas las contratraves primarias mantienen constantes sus dimensiones y sus claros, el factor de distribución será constante, luego entonces el efecto se dividira entre el número de miembros.

# Contratrabes (A) y (C)

127



# Análisis por efecto sísmico.-

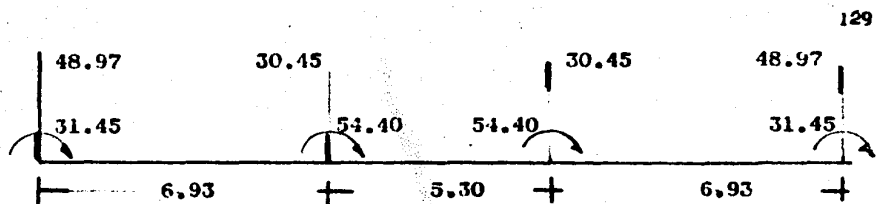
128

Puesto que la acción del sismo es reversible - consideramos el efecto de éste en la dirección positiva de los ejes X, Y.

Presentación de efectos en un plano vertical.

|   | ①               | ②               | ③               | ④               |                |
|---|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|
|   | 15.65<br>10.60  | - 7.67<br>19.10 | - 7.67<br>19.10 | -15.65<br>10.60 |                |
| Ⓐ | -18.12<br>12.90 | -19.90<br>11.70 | -19.90<br>11.70 | -18.12<br>12.90 | 76.04<br>49.20 |
|   | •17.67<br>10.25 | •15.11<br>26.20 | •15.11<br>26.20 | •17.67<br>10.25 |                |
| Ⓑ | 0<br>21.30      | 0<br>27.50      | 0<br>27.50      | 0<br>21.30      | 97.60          |
|   | -15.65<br>10.60 | - 7.67<br>19.10 | - 7.67<br>19.10 | -15.65<br>10.60 |                |
| Ⓒ | -18.12<br>12.90 | -19.90<br>11.70 | -19.90<br>11.70 | -18.12<br>12.90 | 76.04<br>49.20 |
|   | 48.97<br>31.45  | 30.45<br>54.40  | 30.45<br>54.40  | 48.97<br>31.45  |                |

EFFECTOS EN LA CIMENTACION DEBIDOS AL ANALISIS SISMICO



**Esfuerzos en el terreno.-**

Utilizando la fórmula de la escuadria:

$$f = (M / I) Y$$

Donde:

$f$  = esfuerzo del terreno ton/m<sup>2</sup>

$I$  = momento de inercia m<sup>4</sup>

$M$  = momento flexionante ton-m

$Y$  = distancia que existe entre el punto de aplicación del momento a la fibra más alejada m.

Debido a la simetría en forma y en carga, no existe excentricidad y por lo tanto es valido lo siguiente:

$$M : \quad 48.97 \times 19.16 = 938.26$$

$$30.45 \times 5.30 = 161.38$$

$$31.45 \times 2.0 = 62.90$$

$$54.40 \times 2.0 = 108.80$$

$$1271.34 \text{ ton-m}$$

Como el terreno va a reaccionar en toda el area que tiene la reticula:

$$I = B L^3 / 12$$

$B$  = lado corto de la cimentación

$L$  = lado largo de la cimentación.

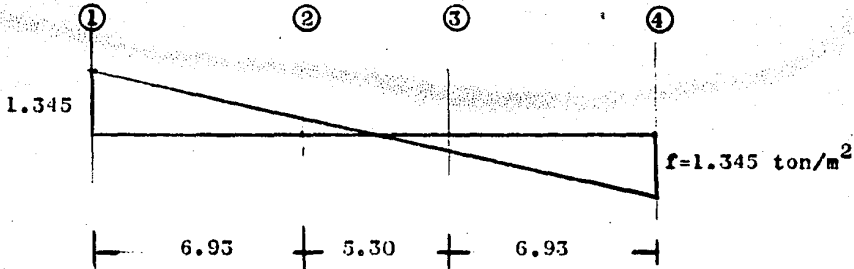
Substituyendo:

$$I = \frac{15.00 \times 19.45^3}{12} = 9197.37 \text{ m}^4$$

$$Y = \frac{L}{2} = \frac{19.45}{2} = 9.73 \text{ m}$$

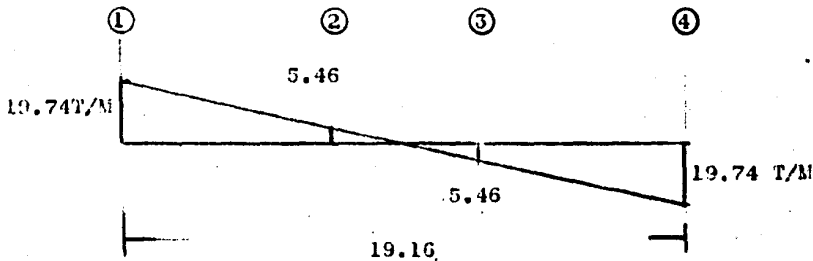
$$f = \frac{1271.34 \times 9.73}{9197.37} = 1.345 \text{ ton/m}^2$$

Variación de esfuerzos:



Reacciones del terreno .- Transformamos el diagrama de esfuerzos a un diagrama de cargas triangulares:

$$q = f \times l = 1.345 \times 14.68 = 19.74 \text{ ton/m}$$



Transformamos la carga triangular a cargas concentradas equivalentes ( Q ), con las expresiones:

$$Q_1 = \frac{h}{6} ( 2 P_{12} + P_2 ) = \frac{6.93}{6} ( 2 \times 19.74 + 5.46 )$$

$$= 51.90 \text{ ton}$$

$$Q_2 = \frac{6.93}{6} ( 2 \times 5.46 + 19.74 ) + \frac{5.46 \times 2.65}{2}$$

$$= 42.64 \text{ ton}$$

# Desequilibrio de cortantes.-

131

| EJE | 1      | 2      | 3      | 4      |
|-----|--------|--------|--------|--------|
| P   | +48.97 | +30.45 | -30.45 | -48.97 |
| Q   | -51.90 | -42.64 | +42.64 | +51.90 |
| P-Q | - 2.93 | -12.19 | +12.19 | + 2.93 |

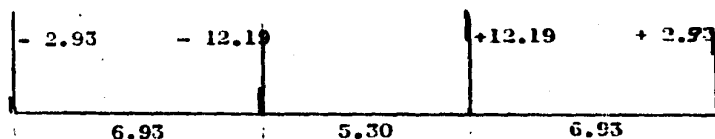
P = descarga en ton

Q = reacción del terreno en ton

P-Q = desequilibrio en ton

## Corrección al desequilibrio.

Como en el análisis de cargas permanentes, en esta etapa también hacemos la corrección con el método de N. - M. Newmark.



|                     |        |         |          |          |
|---------------------|--------|---------|----------|----------|
|                     | -2.93  | -12.19  | +12.19   | +2.93    |
| V                   | -2.93  | -15.11  | -2.93    | 0        |
| V x L               | -20.26 | -80.00  | -20.26   |          |
| M                   | 0      | -20.26  | - 100.26 | - 120.52 |
| M <sub>c</sub>      | 0      | + 43.60 | + 77.00  | + 120.52 |
| M <sub>f</sub>      | 0      | + 22.74 | - 23.26  | 0        |
| C O R R E C C I O N |        |         |          |          |
| V / 3               | - 0.97 | - 5.40  | - 0.97   |          |
| M / 3               | 0      | + 7.58  | - 7.75   | 0        |

### Distribución de correcciones a contratraves.-

Esto se hace proporcionalmente a las rigideces de los elementos resistentes. Un análisis refinado sería considerar en las rigideces de las contratraves la influencia de las losas de planta baja y cimentación.

Con fines prácticos, consideramos que las rigideces de las contratraves se mantienen constantes, por lo tanto decimos: los elementos mecánicos de las contratraves se obtienen dividiendo el efecto total entre el número de elementos resistentes.

De la tabla anterior vemos que los efectos que nos produce el sismo en la retícula de cimentación, en la dirección que estamos analizando, son muy pequeños tanto en fuerza cortante como en momento flexionante, razón por la cual su influencia en el diseño será nula.

### Diseño de las contratraves de cimentación.-

Haremos que estructuralmente sean capaz de transmitir las cargas al terreno, para lo cual proporcionaremos las escuadrias suficientes a dichas contratraves, para que éstas --- sean capaces de resistir los elementos mecánicos debidos a las reacciones del terreno y al desequilibrio.

Diseñaremos las contratraves A y C.

Constantes de cálculo:

$$\begin{aligned} f'_c &= 240 \text{ Kg/cm}^2 & n &= 13.6 \\ f_c &= 94.5 \text{ " } & k &= 0.423 \\ f_s &= 2000 \text{ " } & j &= 0.859 \\ K &= 19.65 \text{ " } \end{aligned}$$

Sección:

$$\begin{aligned} b &= ? \\ d &= 1.45 \text{ m} \\ h &= 1.50 \text{ m} \end{aligned}$$

Momentos resistentes:

$$\begin{aligned} M_{RC} &= K b d^2 = 19.65 \times b \times 145^2 = \\ &= 414\,000 b = 4.14 b \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{LS} &= A_s f_s j d = A_s 2000 \times 0.859 \times 145 \\ &= 249\,500 A_s = 2.49 A_s \end{aligned}$$

| b               | 25    | 30    | 35    | 40    |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|
| M <sub>RC</sub> | 103.5 | 124.0 | 145.0 | 165.5 |

Acero mínimo que hay que correr por temperatura:

$$\begin{aligned} A_s &= (14/f_y) b h = 0.9935 \times 30 \times 150 \\ &= 15.75 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ # } 1" = 17.33 \text{ cm}^2) \end{aligned}$$

Fierro para armar las contratraves:

| VRS    | M <sub>RS</sub> |       |       |       |       |
|--------|-----------------|-------|-------|-------|-------|
|        | 1               | 2     | 3     | 4     | 5     |
| 5/8"   | 4.96            | 9.92  | 14.88 | 19.84 | 24.80 |
| 3/4"   | 7.15            | 14.30 | 21.45 | 28.60 | 35.75 |
| 1"     | 14.10           | 28.20 | 42.30 | 56.40 | 70.50 |
| 1 1/4" | 19.76           | 39.52 | 59.28 | 79.04 | 98.80 |

Revisión por cortante:

Como la contratrabe en estudio no tiene problema por esfuerzo cortante, vamos a colocar los estribos por especificación.

Para varillas de 3/8":

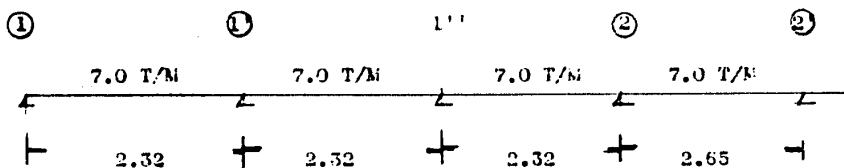
$$s = \frac{1000 \times 1.42}{1.5 \times 30} = 31.6 \text{ cm.}$$

### Análisis y diseño de la losa de cimentación.-

La losa y las contratraves de cimentación trabajan como un sistema invertido. Para resolver dichas losas seguiremos el procedimiento utilizado para las losas de entrepiso.

Para ello tomamos una franja central de un metro de ancho, en sentido perpendicular a las contratraves, cargamos con la presión de contacto total de  $7.0 \text{ ton/m}^2$ ; ya que el otro sentido no tomará carga en virtud de que la relación de lados por tablero es mayor de 2.0, trabajando dicho claro únicamente a temperatura.

Después de considerar la carga en la franja de losa la resolvemos como viga continua, aplicando para esto el método de H. Cross.



| 1.29  | 1.73  | 1.73  | 1.51  |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0.43  | 0.57  | 0.50  | 0.50  | 0.47  |
| -4.70 | +3.14 | -3.14 | +3.14 | -3.14 |
| +0.67 | +0.89 |       | -0.50 | -0.44 |
|       |       | +0.45 | -0.25 | +0.22 |
|       |       | -0.10 | -0.10 | -0.10 |
| -4.03 | +4.03 | -2.79 | +2.79 | -3.76 |
| +8.12 | -8.12 | +8.12 | -8.12 | +9.28 |
| -1.74 | -1.74 | +0.53 | +0.53 | -0.42 |
| +6.38 | -9.86 | +8.65 | -7.59 | +7.70 |
|       |       |       |       | -8.54 |
|       |       |       |       | +9.28 |
|       |       |       |       | -9.28 |

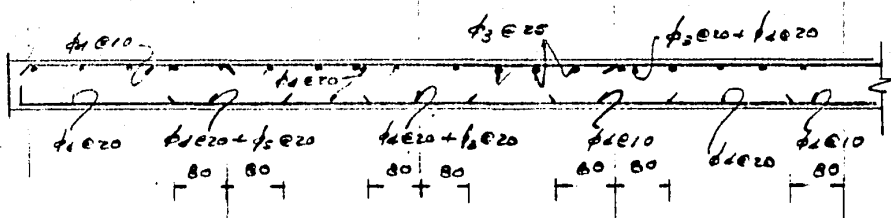
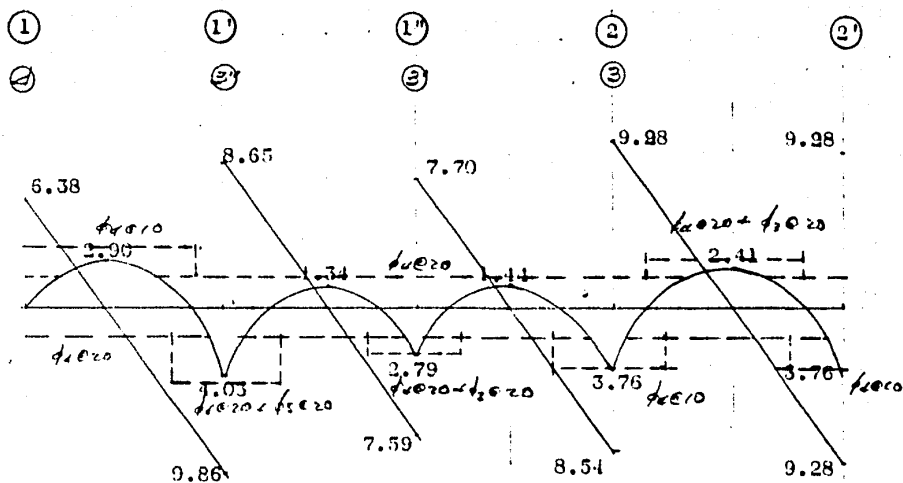
6.38

18.51

15.29

17.82

17.82



$n = 18 \text{ cm}$   
 $U_{12}$  indicadas

Para el diseño utilizamos los materiales y constantes siguientes:

$$f'_c = 240.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 0.423$$

$$f_c = 94.5 \quad "$$

$$j = 0.859$$

$$f_s = 2000.0 \quad "$$

$$K = 19.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 13.6$$

Determinación del espesor de la losa:

De la expresión:

$$M_{RC} = K b d^2 = 19.65 \times 100.0 \times d^2 =$$

tomando para el momento, el valor máximo tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{400 \cdot 0.30}{19.65 \times 100}} = 14.3 \text{ cm.}$$

$$\therefore h = 15.0 \text{ cm}$$

Para economizar en el acero, considero lo siguiente

$$h = 18.0 \text{ cm} \quad \text{y} \quad d = 16.0 \text{ cm}$$

$$M_{RC} = K b d^2 = 19.65 \times 100 \times 16^2 =$$

$$M_{RC} = 5.03 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M}{2000 \times 0.859 \times 16}$$

$$A_s = 3.64 \text{ M}$$

Armado mínimo:

$$1) 0.0020 b h = 0.0020 \times 100 \times 18 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \phi 25.0 \text{ cm.}$$

$$2) S_{\max} = 3 h = 3 \times 18 = 54.0 \text{ cm}$$

Momentos resistentes para distintas separaciones  
y diametro de varillas:

| SEP | $M_R$    |          |          |
|-----|----------|----------|----------|
|     | $\phi_3$ | $\phi_4$ | $\phi_5$ |
| 10  | 1.95     | 3.49     | 5.46     |
| 20  | 0.98     | 1.75     | 2.73     |
| 30  | 0.65     | 1.16     | 1.82     |

## REFERENCIAS

- 1.- Análisis de estructuras indeterminadas. J. Sterling --- Kinney
- 2.- Teoría elemental del concreto reforzado .- Phill M. Ferguson.
- 3.- Concreto Armado.- Gustavo Otto Fritz.
- 4.- Cimentaciones.- K. Simmer y W. E. S.
- 5.- Diseño sísmico de edificios.- Emilio Rosenblueth y Luis Esteva.
- 6.- Métodos numéricos.- N. M. Newmark.
- 7.- Reglamento de construcciones para el Distrito Federal.
- 8.- Reglamento de las construcciones de concreto. ACI 318-63