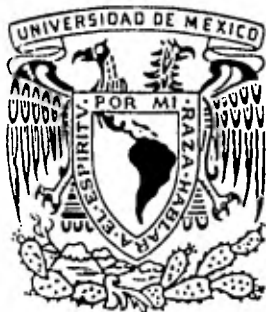


2 ej  
160



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

# EDIFICIO CON ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRECOLADOS

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER  
EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
PRESENTA

JOSE RAMIREZ NUÑEZ



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
BOGOTÁ

FACULTAD DE INGENIERIA  
EXAMENES PROFESIONALES  
60-1-37

Al Pasante señor JOSE RAMIREZ NUÑEZ,  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor M. en I. Claudio C. Merrifield C., para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"EDIFICIO CON ELEMENTOS ESTRUCTURALES  
PRECOLADOS"

- 1) Estructuración
- 2) Estudio de cargas
- 3) Análisis por cargas verticales
- 4) Análisis por sismo
- 5) Revisión de elementos precolados
- 6) Proyecto de la cimentación

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, 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 lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, 11 de febrero de 1980  
EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESTIGARRIBIA

661  
SECRETARÍA

## 1) ESTRUCTURACION

Se denomina con el nombre de estructura, a un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser:-  
Salvar un claro, como en los puentes, encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como en los muros de retención, tanques silos, etc.

Nuestro problema se enfoca a estructuras que encierren un espacio, debido que el tema en estudio se trata de un edificio de cuatro niveles para oficinas, levantado a base de concreto reforzado.

La elección de una forma estructural es de acuerdo a la función que desempeñará la estructura ya en servicio, ya que ésta afecta el costo del proyecto e implica el material con que se piensa realizar la estructura.

## ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Existen dos procedimientos principales para construir estructuras de concreto. Una es, cuando los elementos estructurales se forman en su posición definitiva, la otra -- cuando sus elementos se fabrican en un lugar distinto al de su posición definitiva en la estructura. En primer caso se dice que la estructura ha sido colada en el lugar y en el - segundo caso el procedimiento recibe el nombre de prefabricación.

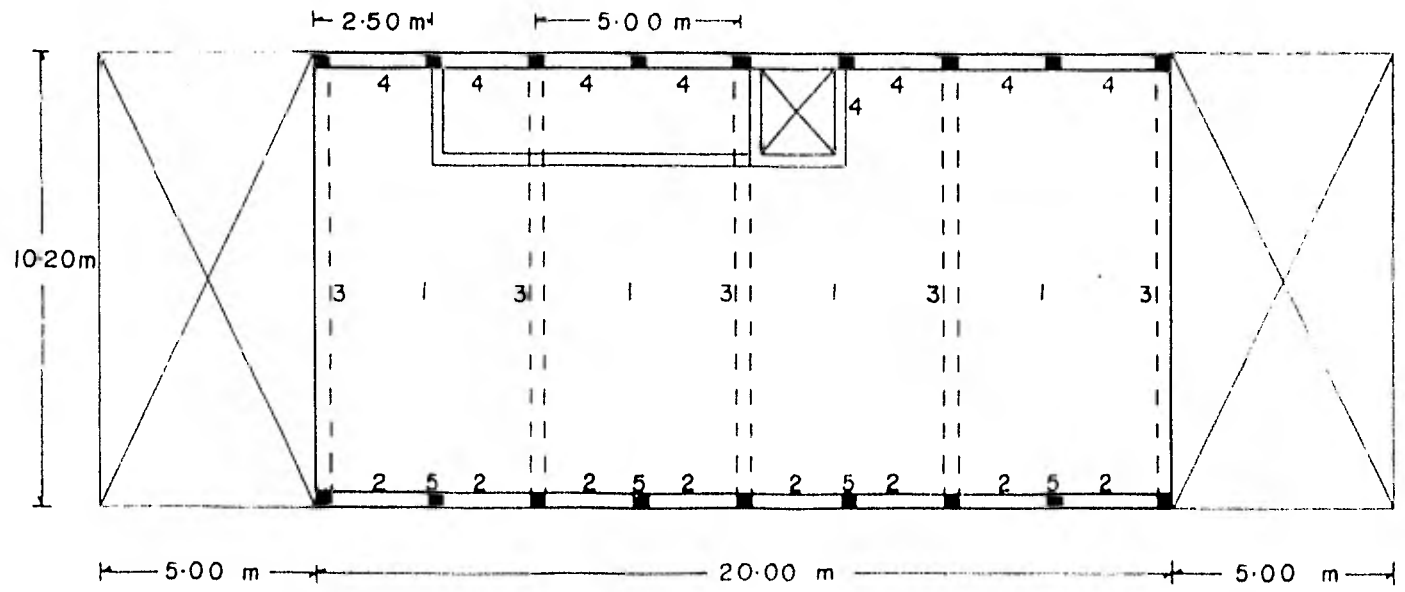
En la solución de la estructuración para éste edificio - en estudio, se usarán los dos procedimientos ya que las columnas y trabes serán elementos colados en el lugar, mientras, la azotea y los entrepisos serán formados con elementos prefabricados.

Para la elección de la estructuración de este edificio - no se hizo un estudio exhaustivo, ya que se tendría que ver con más detención las ventajas y desventajas de ambos procedimientos y conjuntarlas, para luego decidir por el tipo de estructuración mas óptimo en el sentido económico, vamos a decir que el elemento precolado se eligió porque nos proporciona grandes claros, áreas útiles sin columnas intermedias y su rapidez de instalación en los diversos niveles del edificio sobre los apoyos de concreto colados en el lugar, cuando estos ya están en condiciones de recibir la carga de dicho elemento.

La estructuración del edificio en estudio se muestra en la figura No. 1

Unas ventajas que ofrece el concreto, para que las estructuras de este material sean muy generalizadas son:

1. El concreto es un material que trabaja a compresión y cortante en óptimas condiciones, y mediante un diseño adecuado se puede lograr una economía en la construcción de éste tipo de estructuras.
2. Debido a su plasticidad, puede emplearse en las formas que se requiera, siendo su moldeabilidad una ventaja muy importante, de acuerdo con las condiciones de trabajo que se le imponga, resultando más durable y resistente.



ESTRUCTURACION

- 1- Elemento Precolado
- 2-Trabes de apoyo coladas en el lugar
- 3-Trabes de rigidez
- 4-Muros que dan rigidez a la estructura
- 5-Columnas coladas en el lugar

FIG. No. 1

### GENERALIDADES

El edificio tema de este estudio será construido en la ciudad de México, D.F.

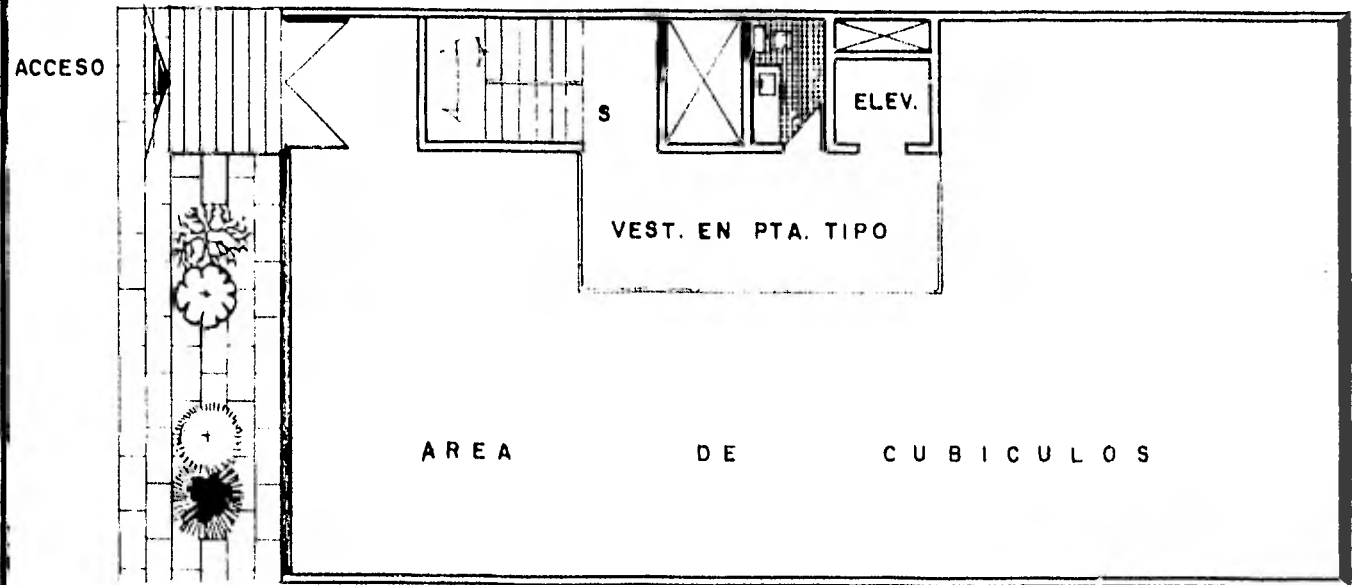
El edificio será destinado a oficinas, consta de un sotano que servirá de estacionamiento, y los tres restantes niveles serán áreas rentables.

El edificio en sus diferentes niveles, está comunicado por elevador y escaleras; interiormente por vestíbulos y pasillos de acceso al público.

La superficie total del terreno donde se levantará el edificio es de 306 M<sup>2</sup>; utilizándose únicamente para la construcción de este 204 M<sup>2</sup> y el restante para dar iluminación al inmueble.

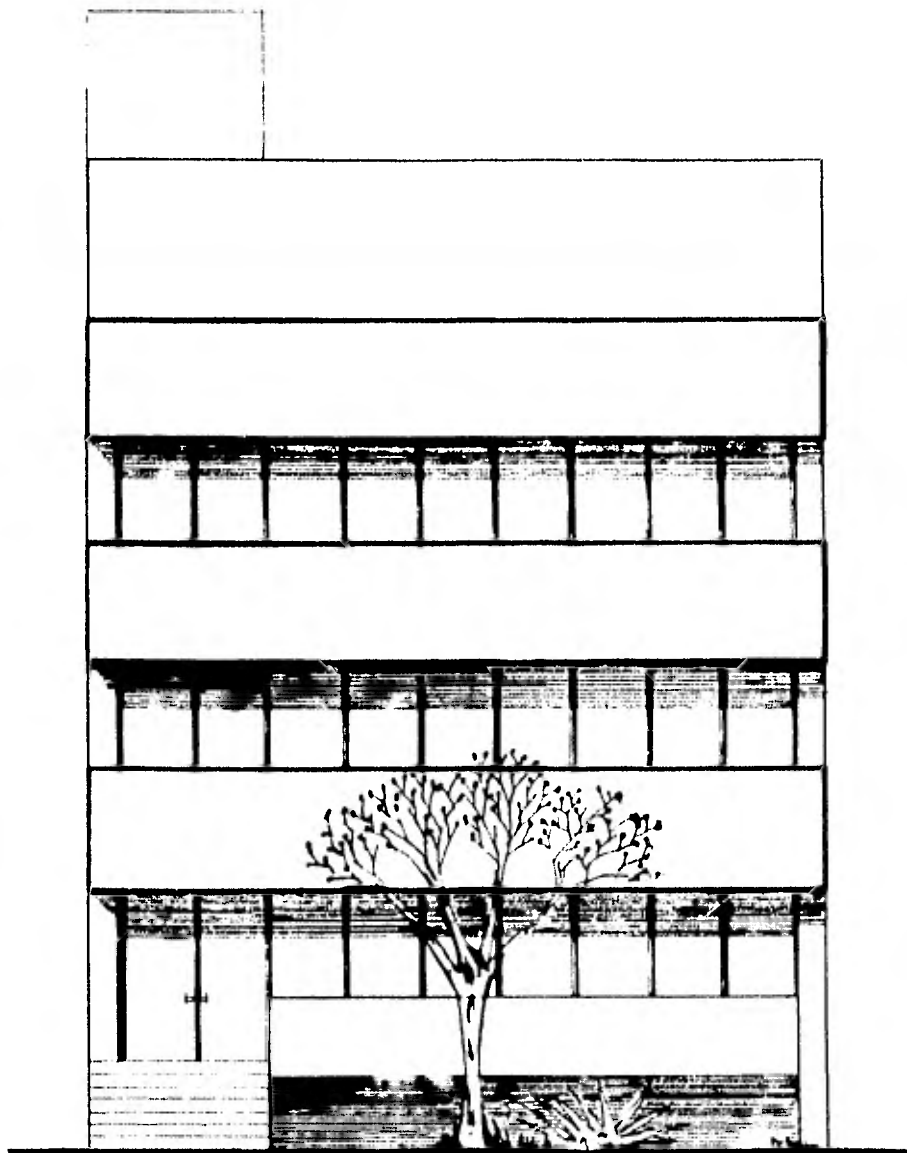
En la figura No. 2 se muestra la planta arquitectónica tipo.





P L A N T A      A R Q U I T E C T O N I C A

FIG. N° 2



FACHADA PRINCIPAL

## 2) ESTUDIO DE CARGAS

Las acciones que actúan sobre una estructura, se --  
clasifican de la siguiente manera:

- A) Acciones permanentes
- B) Acciones variables
- C) Accidentales.

Las acciones permanentes son las que obran en forma  
continua sobre la estructura y su intensidad no varía con -  
el tiempo.

Las acciones permanentes se pueden clasificar en:

### A-1) Cargas Muertas

Las cargas muertas son las debidas al peso propio -  
de los elementos estructurales, al peso de los elementos no  
estructurales que ocupen una posición fija y permanente en-  
la construcción; tales como: instalaciones, equipo, recu--  
brimientos, acabados diversos de la estructura, etc. y otros  
elementos no estructurales que puedan colocarse posterior--  
mente.

A-2) Empuje estático de tierras y de Líquidos

A-3) Las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura.

Como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

Dentro de las cargas muertas que obran en la estructura del presente estudio debido al proyecto arquitectónico son:

La Estructura en sus elementos (Trabes, columnas y cimentación de concreto armado), losa de entrepiso y azotea de elementos precolados.

Los muros divisorios. Serán de cancel en el area-rentable y de block hueco de concreto en baños con un espesor de 10 cm. estos muros no contribuirán a aumentar la rigidez de la estructura.

Los muros de exterior Y en escaleras serán de concreto armado o tabique rojo recocido de 7 x 14 x 28.

Pisos de Loseta Vinílica

Lambrines de azulejo en baños

Aplanados de yeso en plafones

El reglamento de las construcciones en vigór especi  
fica los siguientes valores para los pesos volumétricos.

Concreto reforzado -----	2400 Kg/M3
Bloque hueco de concreto -----	1300 "
Mortero cemento-arena -----	2100 "
Mortero cal y arena -----	1500 "
Aplanado de yeso -----	1500 "
Tabique macizo prensado -----	2200 "
Tabique macizo hecho a mano -----	1500 "
Vidrio plano -----	2800 "
Azulejo -----	15 Kg/M2
Loseta vinílica -----	10 "

#### B) Acciones Variables

Las acciones variables son aquellas que obran sobre la estructura en un lapso considerable, pero con una intensidad variable.

B-1) La carga viva, que representa las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente.

B-2) Los efectos de cambio de temperatura y de contracciones.

B-3) Las de formaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo.

Las carga viva para el diseño estructural se tomará en cuenta de acuerdo con el artículo 227 capítulo XXXVI del reglamento de construcciones en vigor.

Destino del piso o cubierta

Piso en lugares de habitación

(Casa-habitación , apartamentos, viviendas, escuelas, hospitales, y similares), oficinas, despachos

y laboratorios -----120+  $\frac{420}{\sqrt{A}}$  Kg/M2

Pisos en lugares de comunicación

pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público.

Cuando sirven a no mas de-

200 M2 de área habitable ----150 +  $\frac{200}{\sqrt{A}}$  "

cuando sirven a un área

habitables superior a 200M2

e inferior a 400 M2. -----150 +  $\frac{400}{\sqrt{A}}$  "

Cubiertas y azoteas -----100 "

Atendiendo al destino del piso se fijará la carga viva que corresponda a un área tributaria menor de 20 M2.

La carga viva será mayor de 350 Kg/M2 en todos los casos.

### C) Acciones accidentales

Las acciones accidentales son las que actúan sobre la construcción en forma completamente irregular como son:

C-1) Movimientos sísmicos

C-2) Viento

C-3) Explosiones, incendios, nieve, etc.

Para la obtención de los efectos dinámicos que produce el movimiento sísmico en la estructura en estudio, se hará de acuerdo a lo especificado en el capítulo XXXVII del reglamento; y que para el caso particular del edificio en estudio se empleará el método estático, según el artículo 238.

En lo tocante a la presión producida por el viento la estructura queda comprendida en el tipo I: "Estructuras poco sensibles a las rafagas y a los efectos dinámicos del viento como edificios de habitación u oficinas con altura menor de 60 M."

## 2-1) Determinación de las cargas

Como ya se dijo, el edificio estará formado por los siguientes elementos estructurales:

- Losas de entrepiso y azotea concreto presforzado
- Trabes de rigidez de concreto armado
- Trabes de apoyo de concreto armado
- Columnas de concreto armado
- Cimentación de concreto armado

Se analizará la carga que actúa sobre la losa de -- entrepiso, para dar las características geométricas de la - sección del elemento precolado.

Se propuso en la estructuración que el elemento precolado sea una losa nervurada tipo "TT", como se indica en la figura No. 3

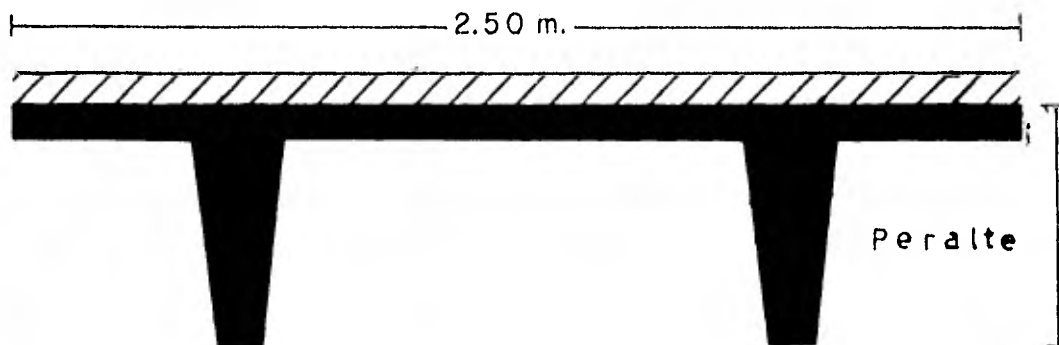


FIGURA No. 3



Se determinará la capacidad de cada elemento por separado, de acuerdo a las cargas que actúan en él.

Fino para colocación de loseta vinílica-0.02X200=40 Kg/M2		
Piso de loseta Vinílica - - - - -	10	"
Plafón - - - - -	30	"
Canceles - - - - -	<u>40</u>	"
Carga muerta ----	120	"
Carga viva - - - -	360	"
Total Carga -----	480	"

Capacidad útil del elemento será:  $480 \times 1.4 = 672 \text{ Kg/M}^2$ .

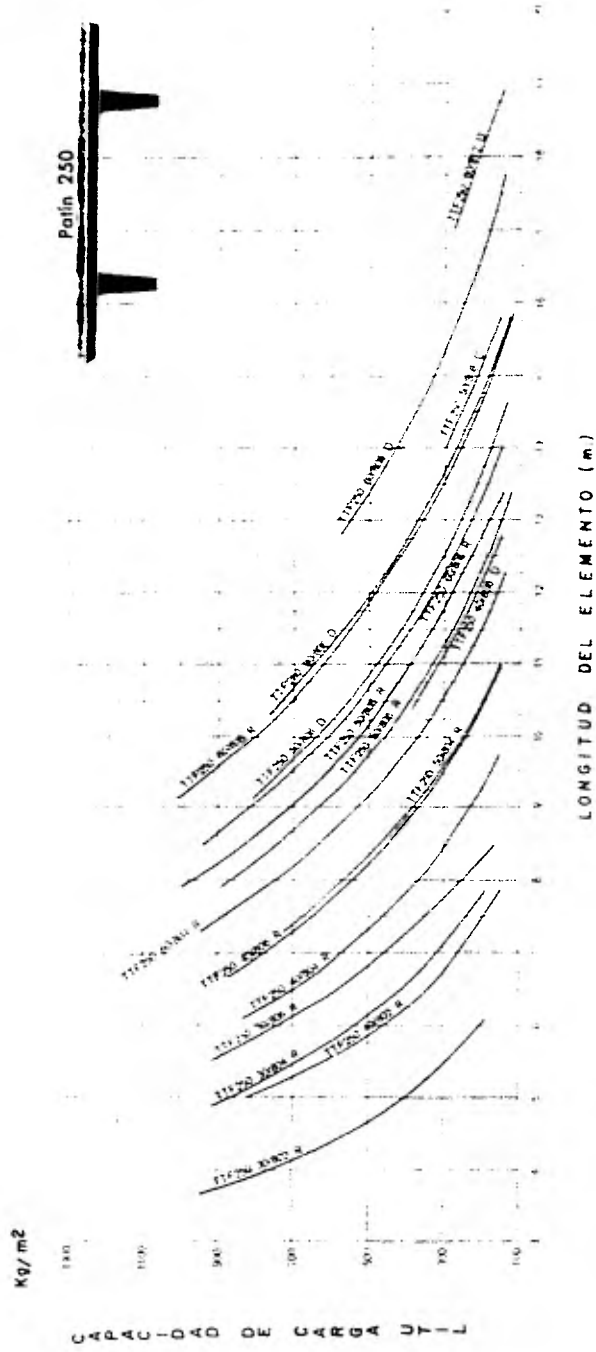
Una vez determinada la capacidad útil del elemento, se procede a utilizar la gráfica que recomienda el fabricante.

"Descripción de la gráfica No. 1"

En la abscisa, parte izquierda de la gráfica, se encuentran las capacidades de carga útil del elemento; en la ordenada, parte de abajo de la gráfica, se encuentra las longitudes del elemento. Y en la intersección de ambas, se aprecian las curvas que definen el tipo de elemento para cada caso.

Para utilización de la gráfica, se procede de la siguiente forma:

En nuestra solución, el elemento que buscamos debe tener una capacidad útil de 672 Kg/M<sup>2</sup> y una longitud de 10.20 m.; por lo que en el punto de la abscisa que corres - - - - -



GRAFICA N.º 1

ponda a 672 Kg/M<sup>2</sup>, se traza una horizontal, que se intercep-  
ta, con una vertical, trazada en el punto 10.20 m. de la or-  
denada; dando como resultado las características del elemen-  
to.

La capacidad de carga útil de la losa nervurada ti-  
po "TT", es independiente de su peso propio y del firme, --  
por lo que su peso no se incluyó en la carga muerta.

En seguida se presentan las características geomé-  
tricas del elemento precolado, requerido para la estructu-  
ra ción de el edificio en estudio, posteriormente se hará su -  
revisión.

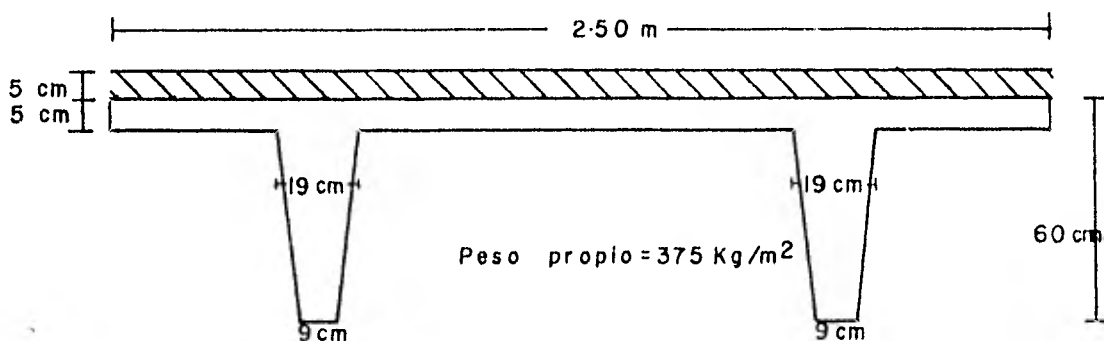


FIGURA No. 5

### Canalización de las cargas

En la figura No. 6 se muestran los ejes de la estructura en planta.

Los ejes longitudinales se han designado con los números romanos I y II, en cambio los ejes transversales se han designado con las primeras letras mayúsculas del alfabeto. Las columnas se designarán por medio de la combinación de un número romano y una letra de acuerdo a los ejes que se intersecten. Las trabes se nombrarán por combinaciones de letras y números de acuerdo al eje en que se encuentren y el tramo que se trate, así, una trabe en el eje uno (I) se nombrará I-D-E, si se trata del tramo comprendido entre los ejes D y E.

En las figuras Núm. 7 y 8 se indican en corte esquemático las alturas de los diferentes niveles del edificio - en ambos sentidos.

Para calcular la parte de carga que obra sobre los elementos a diseñar de concreto armado como son: trabes de apoyo, columnas y muros de carga, debida al tablero de losa correspondiente, se han multiplicado el área tributaria por la carga unitaria respectiva y que para la determinación de estas áreas tributarias se han dividido los tableros correspondientes,

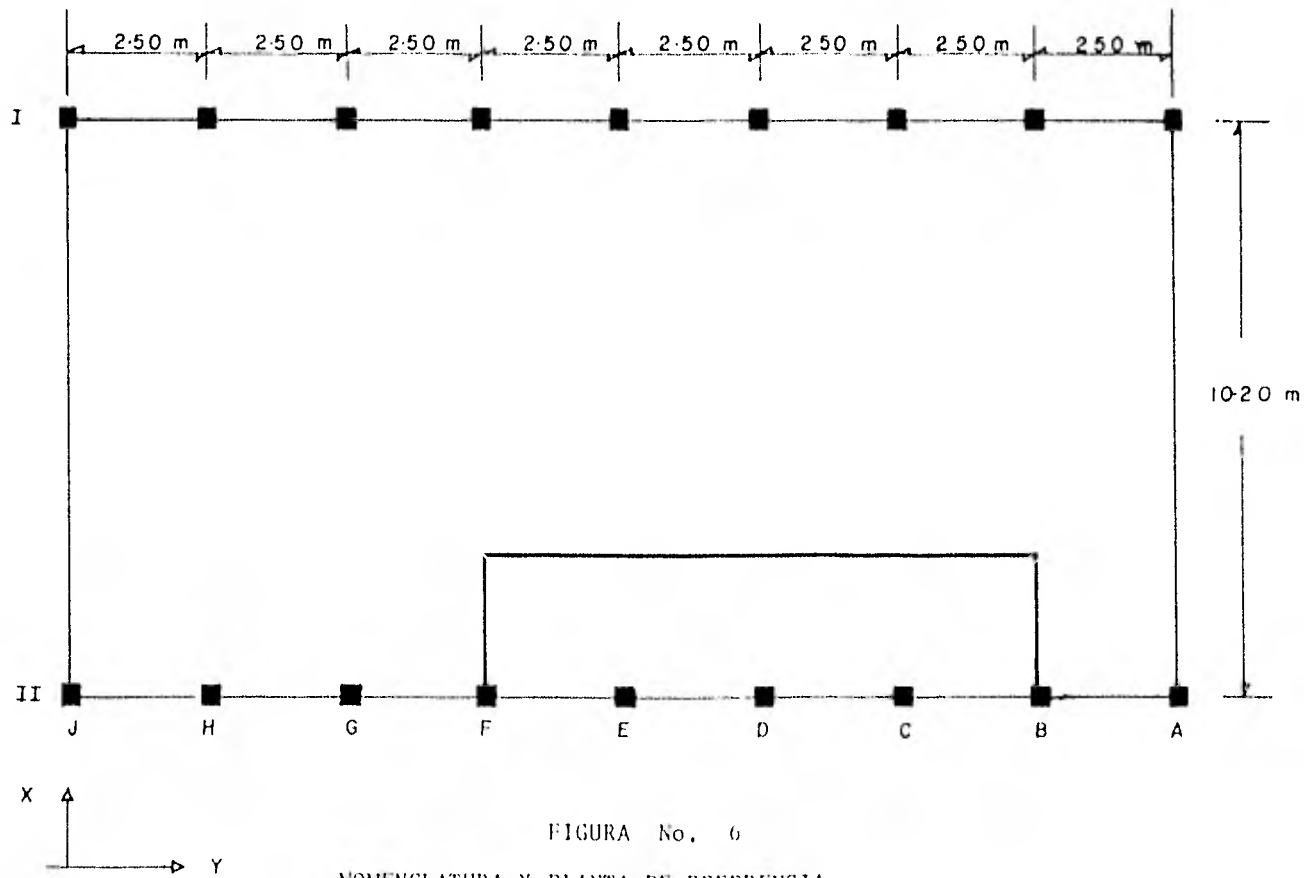


FIGURA No. 6

NOMENCLATURA Y PLANTA DE REFERENCIA

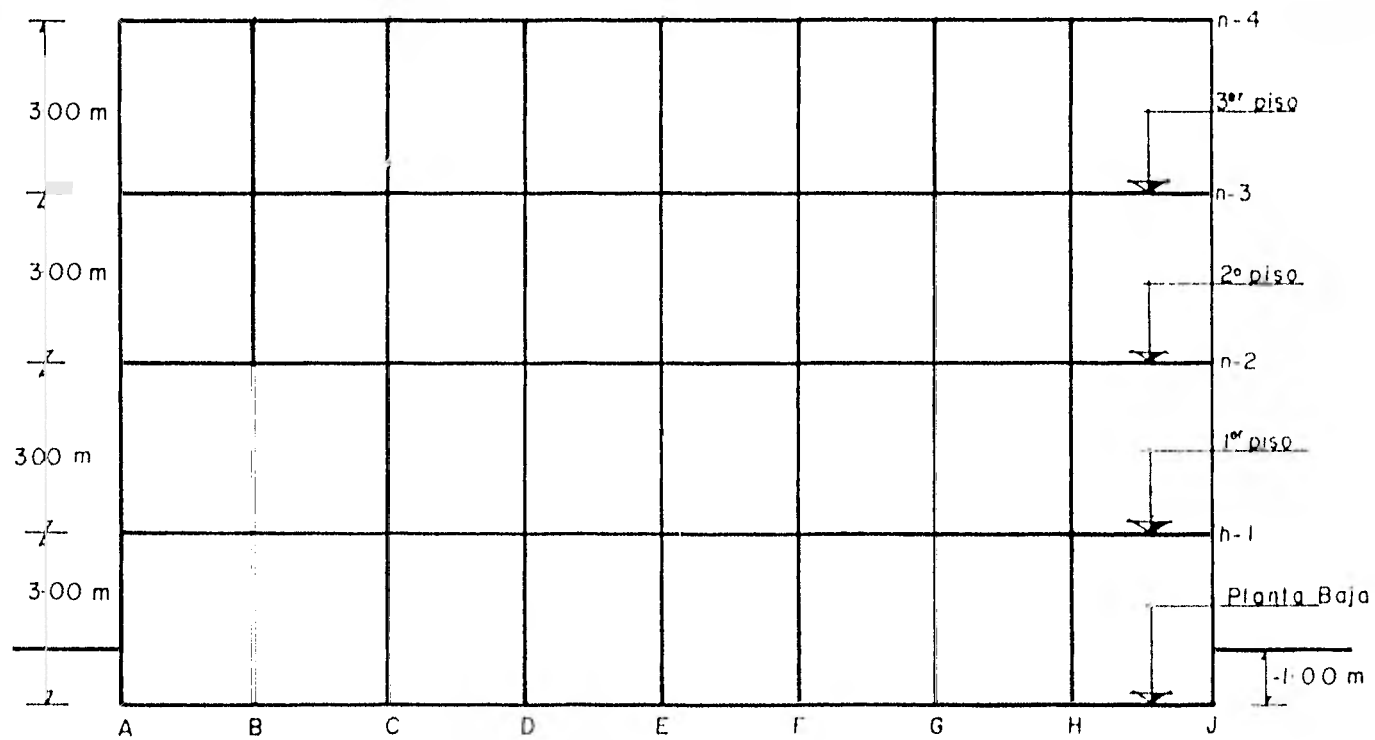


FIGURA No. 7

CROQUIS DE ALTURAS Y NIVELES SENTIDO Y

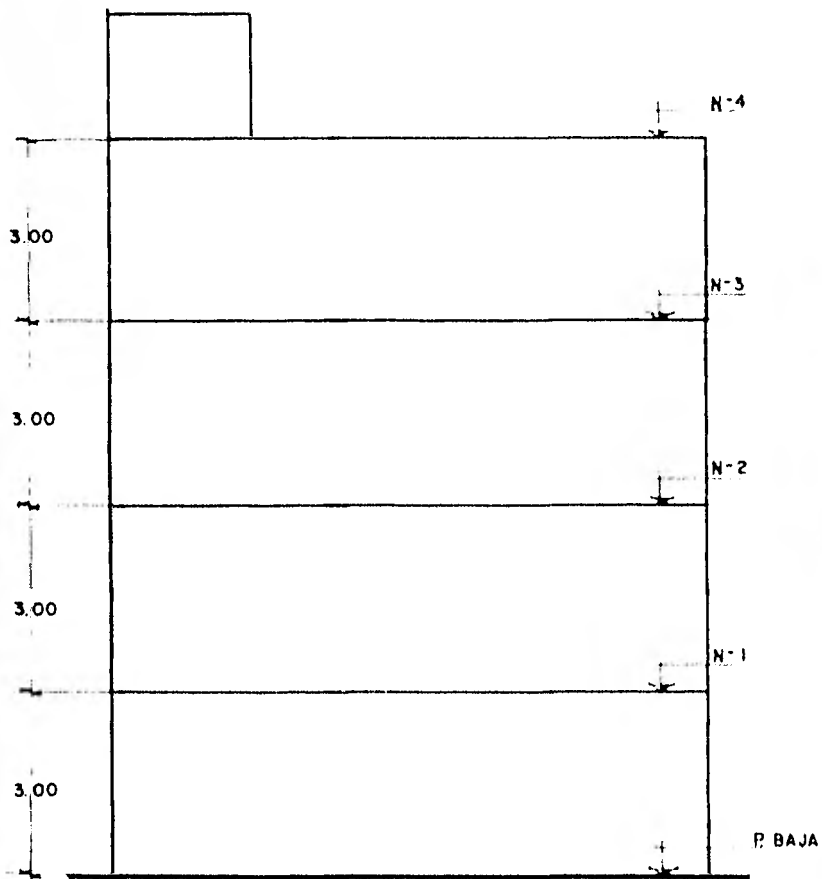


FIG. 8

CROQUIS DE ALTURAS Y NIVELES  
SENTIDO X

Como se muestra en la figura No.9

Determinación de las cargas unitarias sobre las losas (en Kg/M2.)

Area rentable

Losa nervurada de 60 cm. de peralte -----	400
Fino para la colocación de loseta vinílica-- 0.02 x 200 = 40	
Piso de loseta vinílica -----	10
Canceles -----	40
Plafon -----	<u>30</u>
Carga muerta -----	520
Carga viva-----	360
Carga total	880 Kg/M2

Entrepisos, en baños:

Losa de concreto de 10 cm. de esp.----- 0.10 x 2400=240	
Fino para la colocación de loseta vinílica-- 0.02 x 200= 40	
Piso de loseta vinílica -----	<u>10</u>
Carga muerta -----	290
Carga viva -----	300
Carga total	590 Kg/M2

Azotea:

Losa nervurada de 60 cm. de peralte -----	400
Relleno para dar pendiente ----- 0.07 x 700= 49	
Carga muerta -----	449
Carga viva -----	100
Carga total	549Kg/M2



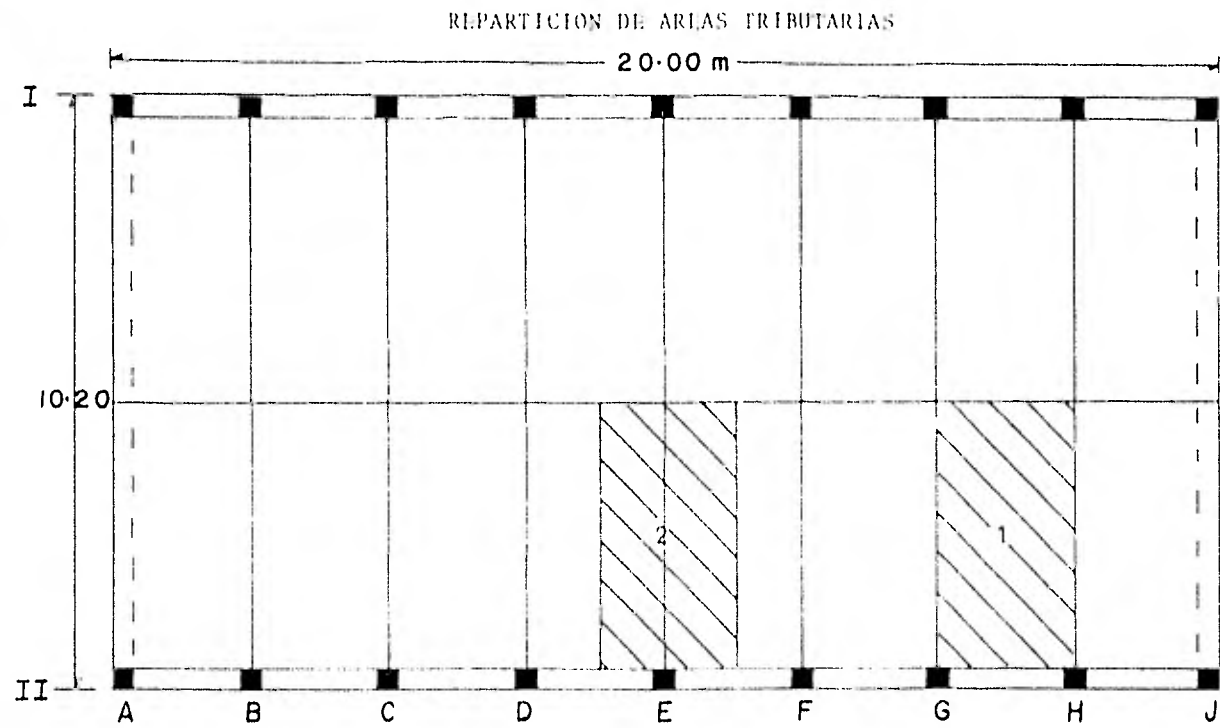


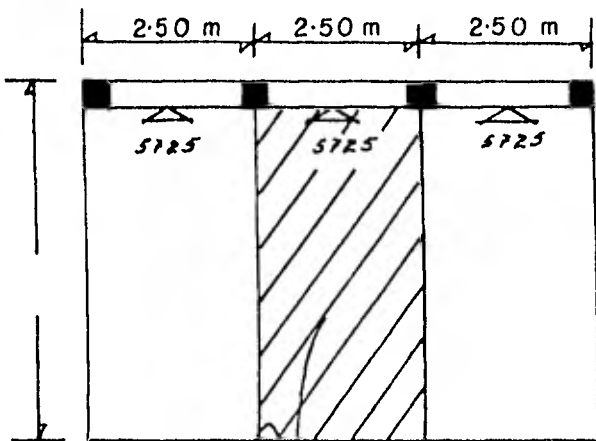
FIGURA No. 9

- 1.- Area tributaria para traveses de apoyo
- 2.- Area tributaria para columnas.

ESCALERAS:

RAMPA LOSA DE 10 cm.x 2400	= 240
ESCALONES 0.07 x 2400	= <u>168</u>
CARGA MUERTA-----	408
CARGA VIVA -----	<u>360</u>
CARGA TOTAL -	768 Kg/M2.

CARGAS SOBRE LAS TRABES DE APOYO



ejemplo de área tributaria en trabe de apoyo

Croquis de repartición - de cargas.

AZOTEA a) Carga muerta - de losas.

Carga unitaria  $w=449\text{Kg/M}^2$

Calculo de área tributaria.  $5.10 \times 2.50 = 12.75 \text{ M}^2$

Carga de la trabe debido al tablero:  $12.75 \times 449 =$

5725 Kg.

FIGURA No. 10

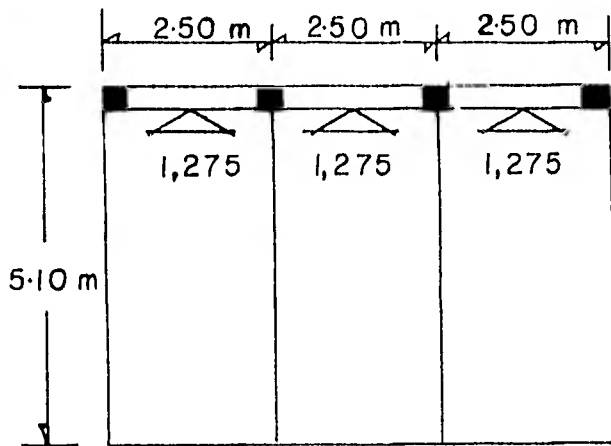


FIGURA No. 11

Croquis de repartición de cargas.

AZOTEA b) Carga viva.

Carga unitaria 100 Kg/M<sup>2</sup>.

$100 \times 12.75 \text{ M}^2 = 1275 \text{ Kg.}$

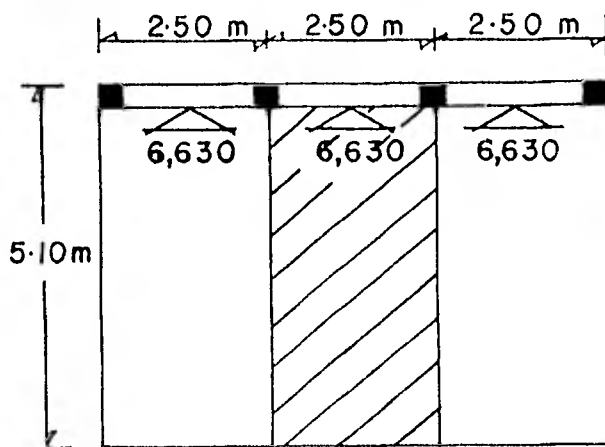


FIGURA No. 12

Croquis de repartición de cargas.

ENTREPISOS, LOSAS NIVELES 1, 2 y 3

Carga muerta

Carga unitaria 520 Kg/M<sup>2</sup>.

Area tributaria:  $5.10 \times 2.50$

Carga en la trabe debido al tablero:  $12.75 \times 520$

6630 Kg.

Peso del muro suponiendo un muro de 0.14 cm. espesor  
 $2200 \text{ Kg/M}^3 \times 0.14 \times 2.50 \times 2.70 = 2,079 \text{ Kg.}$

=====  
 Aplanado:  $2,100 \times 0.02 \times 2.50 \times 2.60 = 273 \text{ Kg.}$

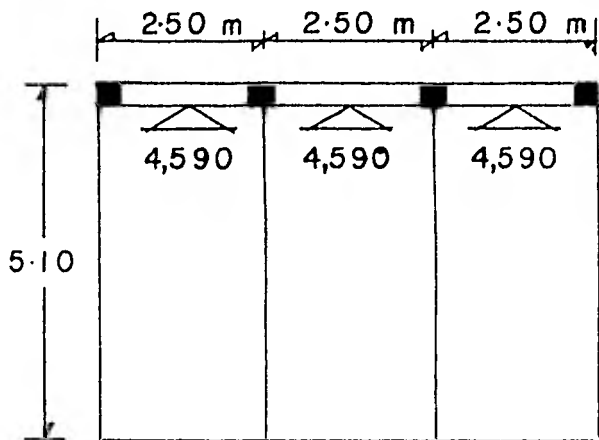


FIGURA No. 13

Croquis de repartición de cargas en los niveles 1,2, y 3

b) Carga viva.

Carga unitaria 360 Kg/M<sup>2</sup>.

Area tributaria  $5.10 \times 2.50$   
 $= 12.75$

Carga en la trabe debida al tablero:  $12.75 \times 360 = 4590$  Kg.

#### CARGAS SOBRE COLUMNAS.

Las figuras que siguen muestran la canalización de las cargas de cada nivel hacia las columnas correspondientes. En esta forma se obtienen las cargas isostáticas que actúan sobre cada una de las columnas.

Cuando la carga que actúa sobre la trabe considerada es simétrica, como en nuestro caso, la carga transmitida por cada uno de los extremos, es igual a la mitad de la carga total que actúa sobre la trabe. Figura No. 14

REACCION EN A:  $R_a = \frac{W}{2}$

REACCION EN B:  $R_b = \frac{W}{2}$

Es decir que, la reacción en un extremo se obtiene multiplicando la carga por la distancia al extremo opuesto y dividiendo el producto por el claro de la trabe, de acuerdo con las condiciones de equilibrio de estática, suma de fuerzas verticales = 0. suma de momentos estáticos con respecto a cualquiera de los extremos = 0.

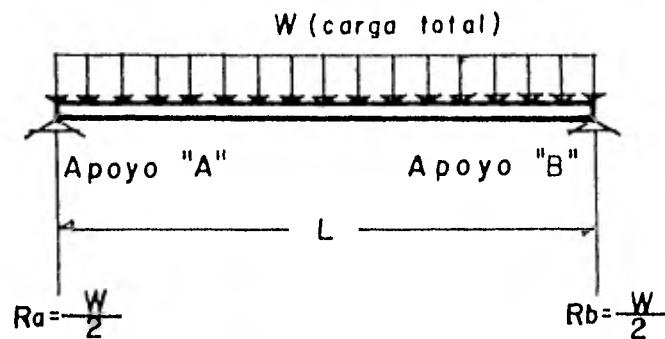


FIGURA No. 14

REACCIONES EN UNA TRABE SIMETRICAMENTE CARGADA

CONCENTRACIONES EN TRABES A COLUMNAS.

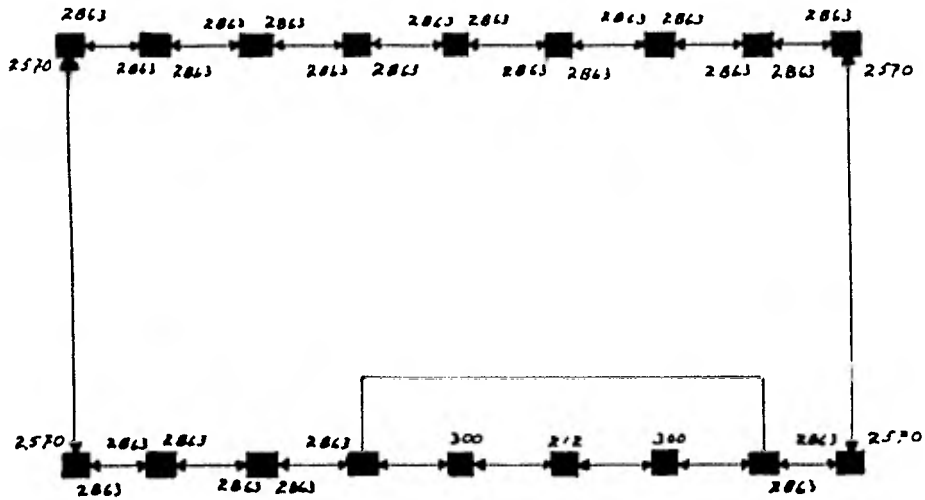


FIGURA No. 15

CROQUIS DE REPARTICION DE CARGAS LOSA AZOTEA A) CARGA MUERTA-  
PROVENIENTE DE LOSAS.

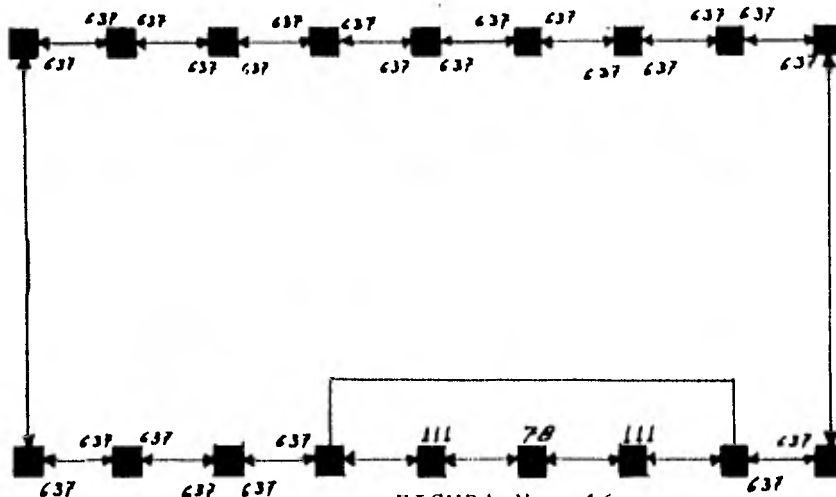


FIGURA No. 16

CROQUIS DE REPARTICION DE CARGAS LOSA AZOTEA B) CARGA VIVA

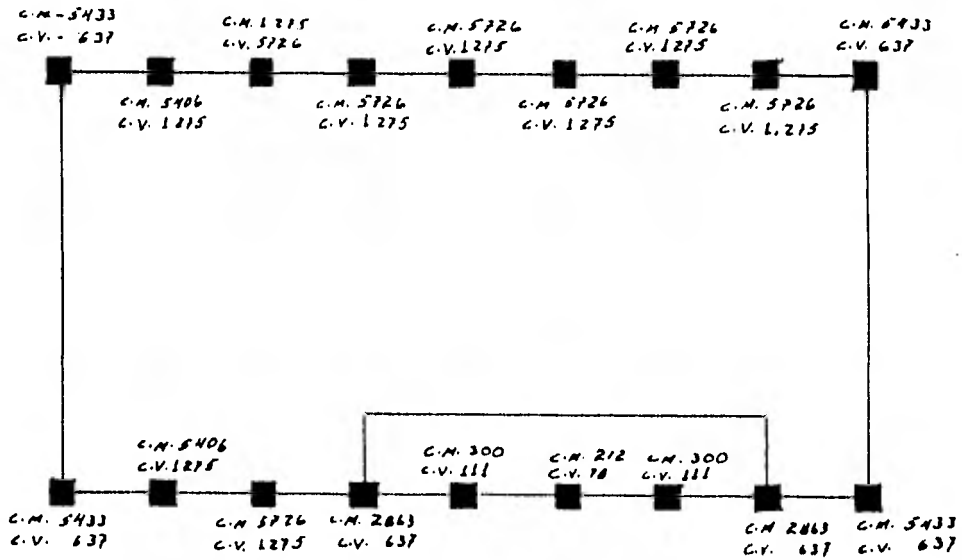


FIGURA No. 17

CARGAS SOBRE COLUMNAS

RESUMEN NIVEL 4 AZOTEA

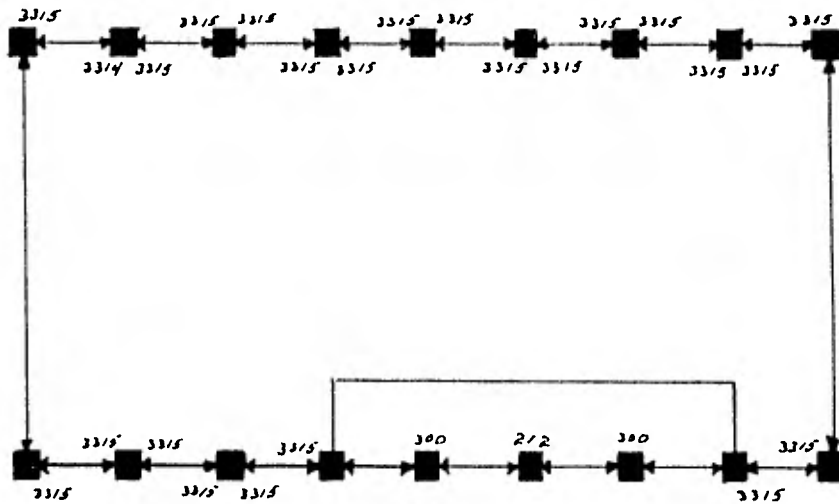


FIGURA No. 18

CROQUIS DE REPARTICION DE CARGAS LOSA NIVEL 1, 2, 3,  
CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LOSAS.

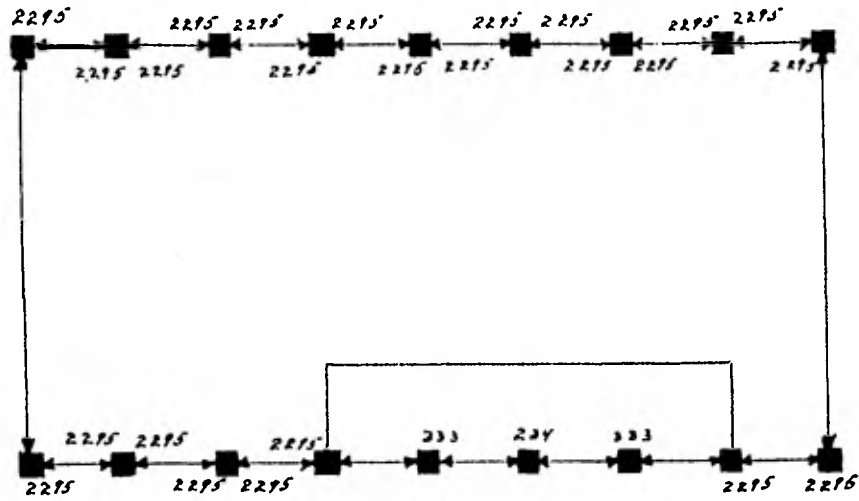


FIGURA No. 19

CROQUIS DE REPARTICION DE CARGAS.  
CARGA VIVA LOSAS Niv. 1,2 y 3.

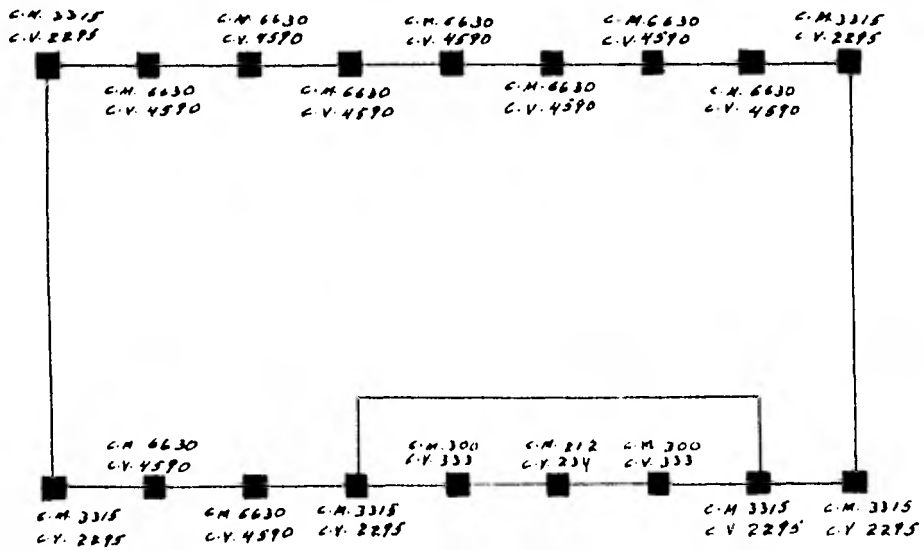
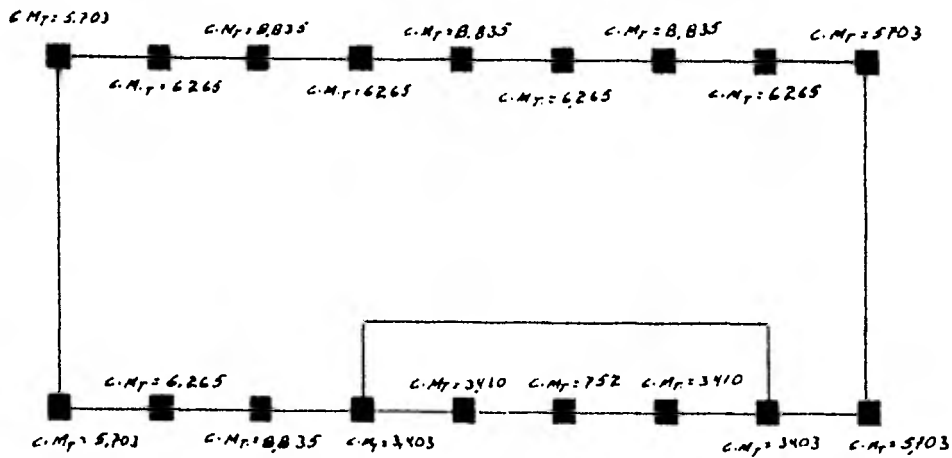


FIGURA No. 20

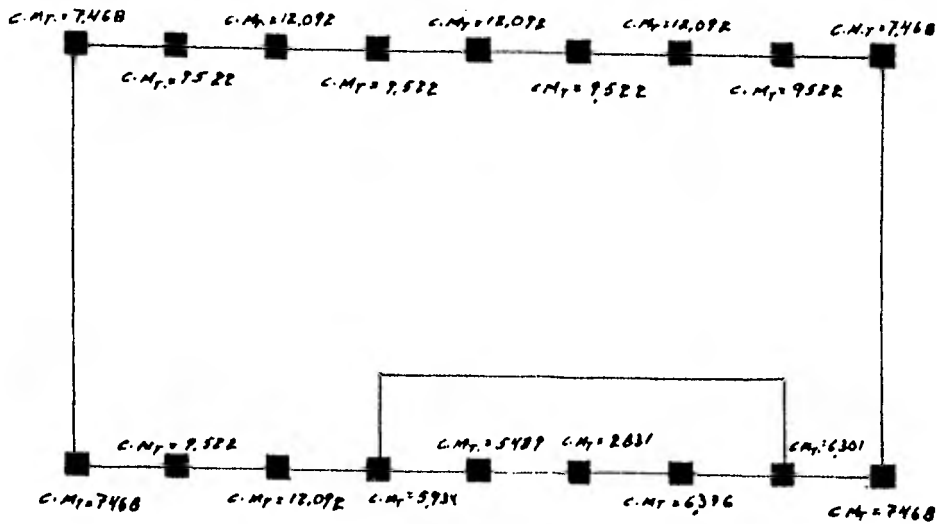
RESUMEN DE CARGAS SOBRE COLUMNAS  
NIVELES 1,2 y 3 (PROVENIENTE DE LOSAS)



En las figuras siguientes se muestra la carga total que actúa sobre las columnas por nivel incluyendo el peso propio de las traveses, muros, ventanería, losas y escaleras.



AZOTEA  
 FIGURA No. 21  
 CARGA MUERTA TOTAL EN COLUMNAS



PLANTA TIPO  
 FIGURA No. 22  
 NIVEL 1, 2 y 3 CARGA MUERTA TOTAL EN COLUMNAS

Tabla No 1  
cargas en columnas

REF.	Concepto	A - J	B - H	C - G	D - F	E
NIVEL 4	C.M.	5,703	6,265	8,835	6,265	8,835
	C.Mac.	5,703	6,265	8,835	6,265	8,835
	C.V.	637	1,275	1,275	1,275	1,275
	C.Vac.	637	1,275	1,275	1,275	1,275
	C.Niv.	6,340	7,540	10,110	7,540	10,110
ENTRE - PISO. 4	C.Niv.	6,340	7,540	10,110	7,540	10,110
	secc. anteproy (30x30)	(30x30)	(30x30)	(30x30)	(30x30)	(30x30)
	peso colum.	648	648	648	648	648
	peso columac.	648	648	648	648	648
	CARGA TOTAL	6,988	8,188	10,758	8,188	10,758
NIVEL 3	C.M.	7,468	9,522	12,092	9,522	12,092
	C.M.ac.	13,171	15,787	20,927	15,789	20,927
	C.V.	2,295	4,590	4,590	4,590	4,590
	C.V.ac.	2,932	5,865	5,865	5,865	5,865
	C.Niv.	9,763	14,112	16,682	14,112	16,682

REF.	Concepto	A - J	B - H	C - G	D - F	E
ENTRE - PISO 3	C. Niv. 3-4	16,103	21,652	26,712	21,652	26,712
	secc. anteproy.	(35x35)	(35x35)	(35x35)	(35x35)	(35x35)
	peso columnas	882	882	882	882	882
	peso colum. ac.	1,530	1,530	1,530	1,530	1,530
	CARGA TOTAL	17,633	23,182	28,322	23,182	28,322
NIVEL 2	C.M.	7,468	9,522	12,092	9,522	12,092
	C.M.ac.	20,639	25,309	33,019	25,309	33,019
	C.V.	2,295	4,590	4,590	4,590	4,590
	C.V.ac.	5,227	10,455	10,455	10,455	10,455
	C.Niv.	9,763	14,112	16,682	14,112	16,682
ENTRE - PISO 2	C. Niv. 2-3-4	25,866	35,764	43,474	35,764	43,474
	secc. anteproy.	(35x35)	(35x35)	(35x35)	(35x35)	(35x35)
	peso columnas	882	882	882	882	882
	peso. colum. ac.	2,412	2,412	2,412	2,412	2,412
	CARGA TOTAL	28,278	28,278	28,278	28,278	28,278

Continuación ----- Tabla No. 1

REF.	Concepto	A - J	B - H	C - G	D - F	E
NIVEL I	C.M.	7,468	9,522	12,092	9,522	12,092
	C.M.ac.	28,107	34,831	45,111	34,831	45,111
	C.V.	2,295	4,590	4,590	4,590	4,590
	C.V.ac.	7,522	7,522	15,045	15,045	15,045
	C. Niv.	9,763	14,112	16,682	14,112	16,682
PLANTA BAJA	C. Niv. 1-2-3-4	35,629	49,876	60,156	49,876	60,156
	secc. antepro. (40x40)	(40x40)	(40x40)	(40x40)	(40x40)	(40x40)
	peso columna	1,152	1,152	1,152	1,152	1,152
	peso colum. ac	3,564	3,564	3,564	3,564	3,564
	CARGA TOT.	39,193	53,440	63,720	53,440	63,720

Continuación.....Tabla 1

En la tabla 1 aparecen registrados los valores de las cargas en las columnas A, B, C, D, E, F, G, H, y J del marco 1, en los diferentes niveles y entrepisos del edificio.

Se han considerado los siguientes conceptos:

- C.M. Carga muerta proveniente de las losas
- C.Mac. Carga muerta acumulada de los niveles superiores de la estructura.
- C.V. Carga viva
- C.Vac. Carga viva acumulada de los niveles superiores.
- C. NIV. Carga total recibida por las columnas al nivel de las losas, y resulta de la suma de la carga muerta y carga viva de cada nivel.

Las cargas comprendidas entre dos niveles consecutivos, han sido tabuladas en la forma que sigue:

- C.NIV. Carga total recibida por las columnas al nivel de las losas, y resulta de la suma de la carga muerta acumulada y de la carga viva.

SECC.ANTEPROY. Sección de anteproyecto en cms. x cms.

PESO COLUMNAS. Peso propio de las columnas

PESO COLUM.AC. Peso propio de las columnas acumulado de los pisos superiores.

CARGA TOTAL Carga total en la base de las columnas, incluyendo su peso propio.

### 3) ANALISIS DE ESFUERZOS POR CARGAS VERTICALES.

#### METODO DE APROXIMACIONES SUCESIVAS DE G. KANI

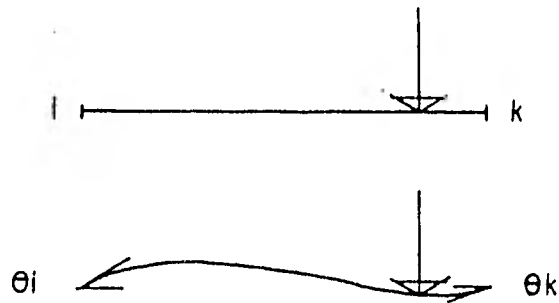
El objeto del cálculo estático de una estructura -- es obtener el equilibrio de la misma, cuando al cargar sus distintos elementos, giran y se desplazan los nudos de dicha estructura.

Para el análisis de un marco por carga vertical, empezaremos el cálculo suponiendo que al actuar las cargas -- exteriores los nudos son indesplazables.

Los nudos de la estructura se designarán con un -- número de orden (1,2,3,4,5, etc.), en la exposición de la -- teoría con letras i,k,l,m, etc.

Consideremos a una barra de la estructura la cual -- tiene aplicadas cargas externas, sin suponer que existe rigidez en los nudos de la misma, cada uno de ellos gira en -- un determinado valor; por ejemplo, para una barra i-k el --

extremo  $i$  girará en un ángulo  $\theta_i$  y el extremo  $k$  en un ángulo  $\theta_k$

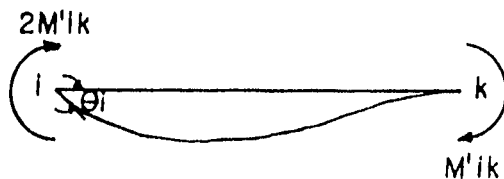


El estado anterior puede ser escrito como superposición de las tres siguientes etapas.

- 1.- La barra  $i$ - $k$  se deforma, flexando, bajo la acción de la carga, sin girar los extremos de la misma.



- 2.- El extremo  $i$  gira en un ángulo  $\theta_i$ , mientras el extremo  $k$  no gira.



- 3.- El extremo  $k$  gira en  $\theta_k$ , mientras el extremo  $i$  no gira.





El valor total del momento en cada extremo será ---  
igual a la suma de las tres etapas consideradas.

Por lo tanto, para el extremo i de la barra i-k se-  
compondrá de:

Valor  $\bar{M}_{ik}$  debido a la carga exterior (momento de --  
empotramiento perfecto en el extremo de la barra).

Valor  $2\bar{M}'_{ik}$  debido al giro del propio extremo i  
Valor  $2M'_{ki}$  debido al giro del otro extremo K de la  
barra.

El valor  $\bar{M}'_{ik}$  se designará como influencia del giro--  
del extremo i, es proporcional al ángulo  $\theta_i$  y a la  
rigidez K de la barra.

El momento  $\bar{M}'_{ki}$  es proporcional al ángulo de giro-  
 $\theta_k$  y a la rigidez k de la barra, y se llama influencia del  
giro del otro extremo k.

Conocidos estos valores, podremos obtener el momen-  
to total  $M_{ik}$  mediante la suma de los mismos, de esta manera  
el momento final que existe en el extremo i de la barra i-k  
será:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2\bar{M}'_{ik} + \bar{M}'_{ki} \text{ ----- (a)}$$

Si consideramos ahora el equilibrio del nudo  $i$  tomando en cuenta todas las barras que conducen a el.

$$\Sigma M_{ik} = \Sigma \bar{M}_{ik} + 2\Sigma M'_{ik} + 2\Sigma M'_{ki} \text{----- (b)}$$

Para que exista equilibrio el nudo de la suma debe ser igual a cero.

$$\Sigma \bar{M}_{ik} + 2\Sigma M'_{ik} + \Sigma M'_{ki} = 0 \text{----- (c)}$$

$$\bar{M}_i + \Sigma M'_{ki} = -2\Sigma M'_{ik} \text{----- (d)}$$

La suma de las influencias del giro del extremo  $i$  puede ser repartida entre las diferentes barras que concurren al nudo  $i$  proporcionalmente a sus rigideces.

$$M'_{ik} = \mathcal{U}_{ik} (\bar{M}_i + \Sigma M'_{ki}) \text{----- (e)}$$

$$\mathcal{U}_{ik} = -1/2 \ r_{ik}/\Sigma r_i \text{----- (f)}$$

A la cantidad  $\mathcal{U}_{ik}$  se le llama factor de rotación y es obvio que:  $\Sigma \mathcal{U}_{ik} = -1/2$ .

Una vez que se conocen los valores aproximados de las influencias de giro de ambos extremos se pueden conocer los momentos finales con la aplicación de la fórmula:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + M'_{ik} + (M'_{ik} + M'_{ki})$$

Para llevar los cálculos se utiliza un croquis de la estructura en la cual en sus nudos se presentan la suma de los momentos de empotramiento (  $\bar{M}_i$  ) y los factores de rotación  $\mu_{ik}$  dentro de los círculos concéntricos.

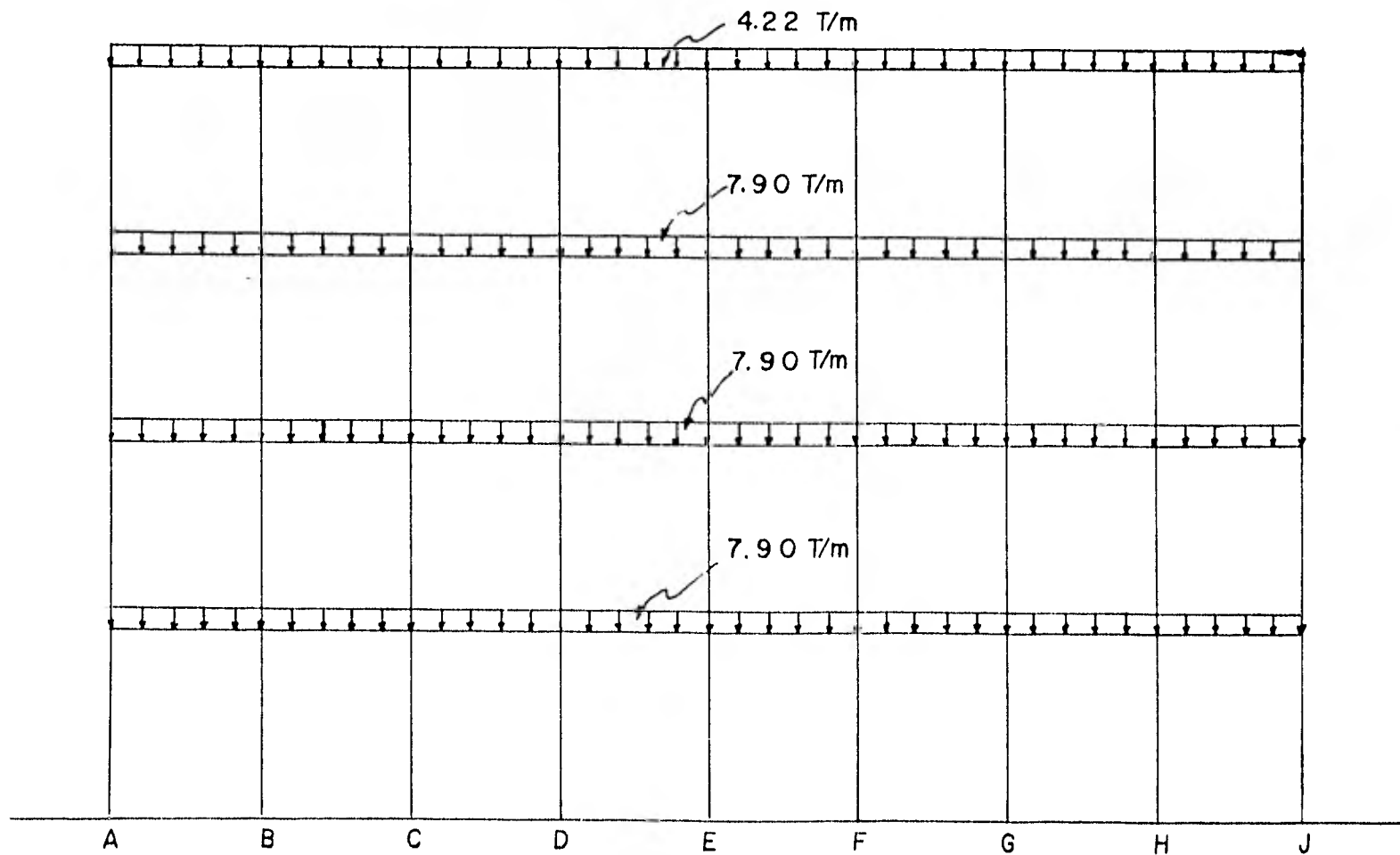


FIGURA No. 23

DISTRIBUCION DE LA CARGA EN LAS TRABES DE APOYO

MARCO QUE SE ANALIZA POR EL METODO DE G. KANI (SENTIDO Y)

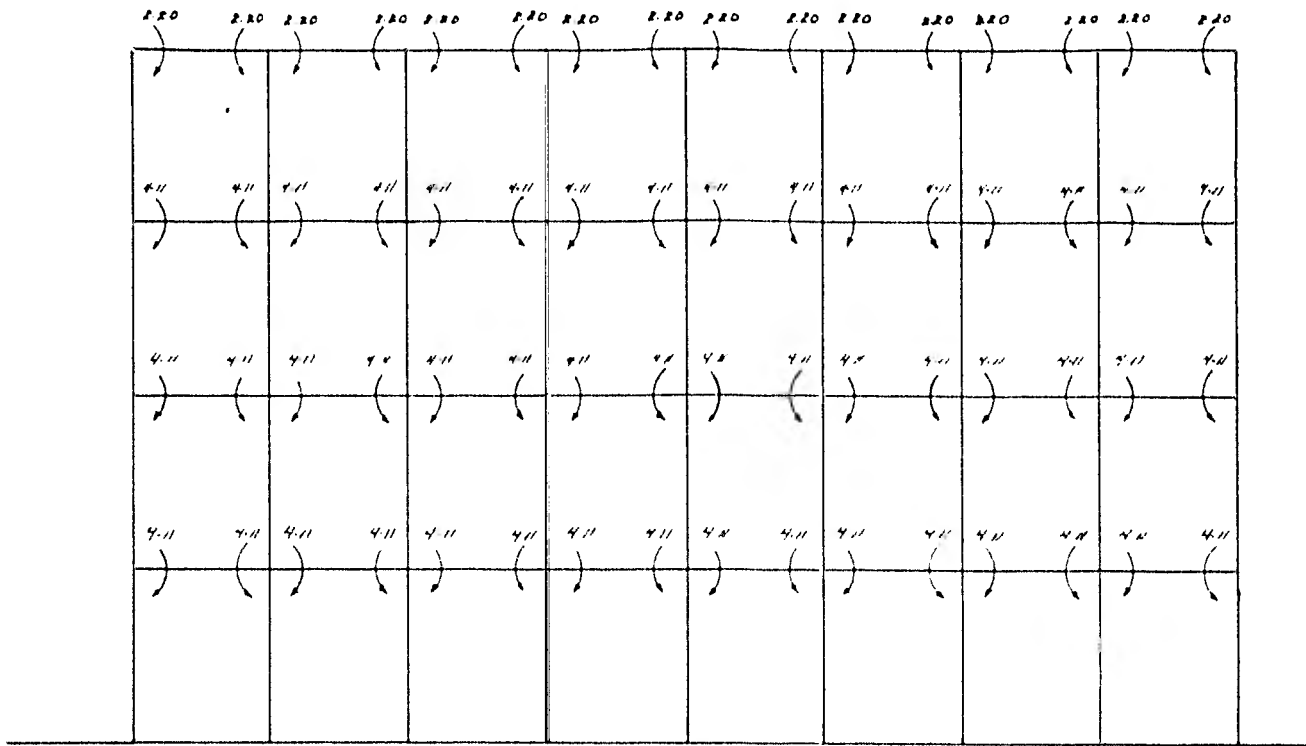
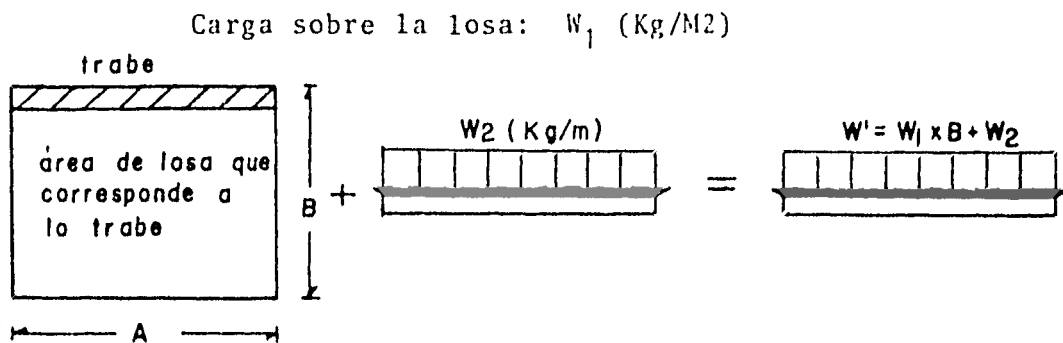


FIGURA No. 24

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO (CARGA VERTICAL)

## DISTRIBUCION DE CARGA EN LAS TRABES DE APOYO (Y)

Los valores de las cargas en la figura 23 fueron obtenidos de acuerdo a los croquis de repartición de cargas, - su explicación se da de la siguiente manera:



Como todas las traves en los niveles, en el sentido (Y), cargan lo mismo en su respectivo nivel, la carga  $W'$  está repartida a todo lo largo en dicho sentido.

Momentos de empotramiento: figura (24)

Son los que ocurren en los extremos de una viga, -- cuando los apoyos son de tal naturaleza que impiden totalmente la rotación en esos puntos.

Sea un tramo A-B cuyos extremos están empotrados y-

que está sujeto a una carga uniformemente repartida de intensidad  $W$  Figura 25

La viga conjugada se muestra en la parte inferior de la figura. Las reacciones de la viga conjugada representan las deformaciones angulares en los extremos, de manera que  $\theta_a = \theta_b = \frac{WL^2}{8EI} \cdot \frac{2L}{3}$

-  $\frac{M_{ab}}{EI} \cdot L = 0$  puesto que en los extremos la deformación angular debe ser nula entonces:

$$M_{ab} = M_{ba} = \frac{WL^2}{12}$$

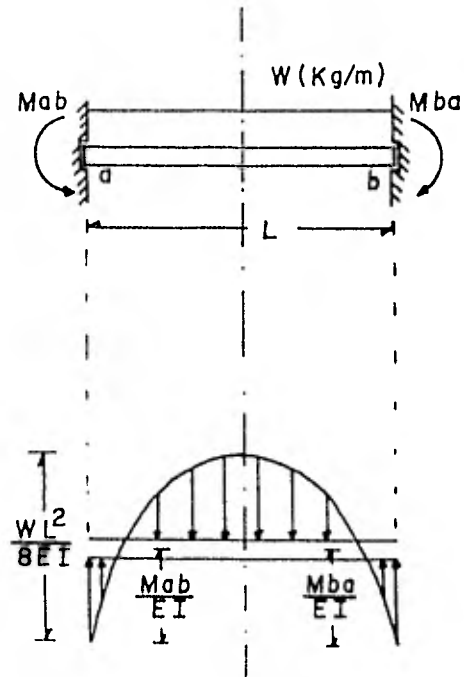


FIGURA No. 25

Que son los momentos de empotramiento en los extremos de un tramo sujeto a carga de intensidad uniforme  $W$  Kg/Ml como en nuestro caso.

	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
35x35	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35
	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
35x35	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35	35x35
	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
40x40	40x40	40x40	40x40	40x40	40x40	40x40	40x40	40x40	40x40
	A	B	C	D	E	F	G	H	J

FIGURA No. 26

SECCIONES DE ANTEPROYECTO (cm)



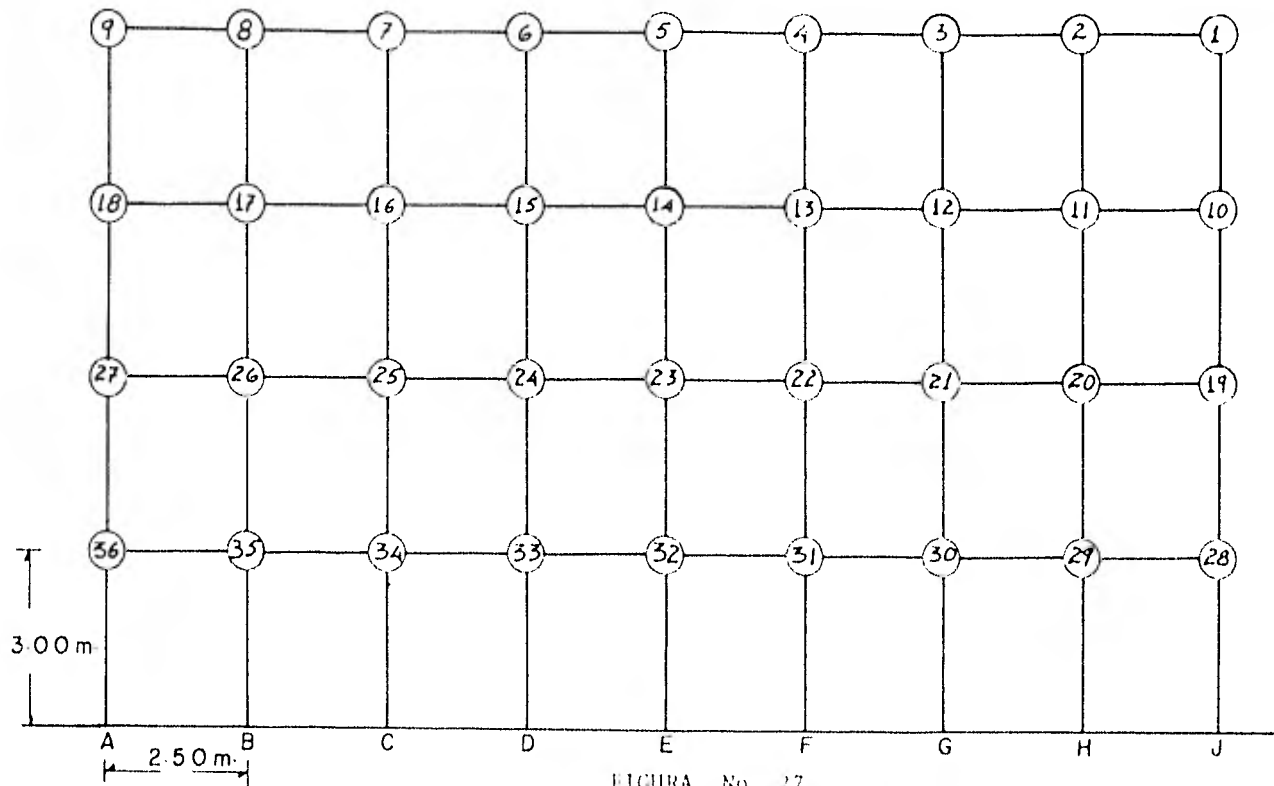


FIGURA No. 27

LOCALIZACION DE NUDOS EN EL MARCO QUE SE ANALIZA POR  
CARGA VERTICAL.

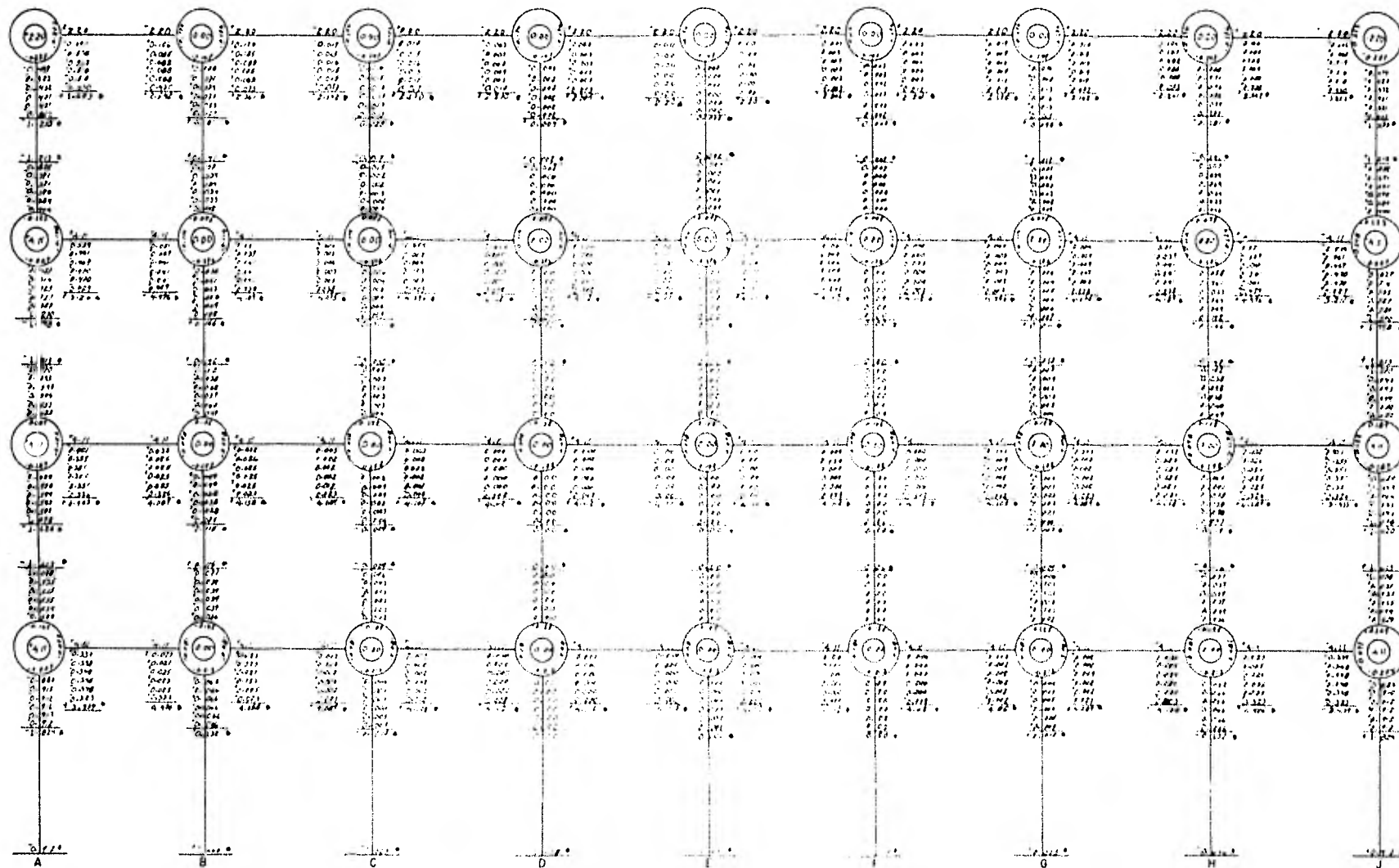


FIG No 28

Solución del marco por cargas  
verticales [Y]

Nudo	Troche	Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> )	Rigidez relativa I/L (cm <sup>3</sup> )	Columna	Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> )	Rigidez relativa I/L (cm <sup>3</sup> )	Sumo de rigideces	Factor de Distribución (Troche) $F.D. = \frac{I/L}{\sum I/L}$	Factor de Distribución (Columna) $F.D. = \frac{I/L}{\sum I/L}$
1	1-2	67,500	270	1-10	67,500	225	495	-0.273	-0.227
2	2-1	67,500	270	2-11	67,500	225	765	-0.176	-0.147
2	2-3	67,500	270					-0.176	
3	3-2	67,500	270	3-12	67,500	225	765	-0.176	-0.147
3	3-4	67,600	270					-0.176	
4	4-3	67,500	270	4-13	67,500	225	765	-0.176	-0.147
4	4-5	67,500	270					-0.176	
5	5-4	67,500	270	5-14	67,500	225	765	-0.176	-0.147
5	5-6	67,500	270					-0.176	
6	6-5	67,500	270	6-15	67,500	225	765	-0.176	-0.147
6	6-7	67,500	270					-0.176	
7	7-6	67,500	270	7-16	67,500	225	765	-0.176	-0.147
7	7-8	67,500	270					-0.176	
8	8-7	67,500	270	8-17	67,500	225	765	-0.176	-0.147
8	8-9	67,500	270					-0.176	
9	9-8	67,500	270	9-18	67,500	225	495	-0.273	-0.227

TABLA No. 2

OBTENCION DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION

Nudo	Troche	Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> )	Rigidez relativo 3/4 (cm <sup>3</sup> )	Columna	Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> )	Rigidez relativo 7/4 (cm <sup>3</sup> )	Suma de rigideces	Factor de Distribución (Troche) $12 \cdot \frac{I}{\sum I}$	Factor de Distribución (columnas) $12 \cdot \frac{7/4}{\sum 7/4}$
10	10-11	67,500	270	10-1	67,500	225	912	-0.148	-0.123
10				10-19	125,052	417			
11	11-10	67,500	270	11-2	67,500	225	1,182	-0.114	-0.095
11	11-12	67,500	270	11-20	125,052	417			
12	12-11	67,500	270	12-3	67,500	225	1,182	-0.114	-0.095
12	12-13	67,500	270	12-21	125,052	417			
13	13-12	67,500	270	13-4	67,500	225	1,182	-0.114	-0.095
13	13-14	67,500	270	13-22	125,052	417			
14	14-13	67,500	270	14-5	67,500	225	1,182	-0.114	-0.095
14	14-15	67,500	270	14-23	125,052	417			
15	15-14	67,500	270	15-6	67,500	225	1,182	-0.114	-0.095
15	15-16	67,500	270	15-24	125,052	417			
16	16-15	67,500	270	16-7	67,500	225	1,182	-0.114	-0.095
16	16-17	67,500	270	16-25	125,052	417			
17	17-16	67,500	270	17-8	67,500	225	1,182	-0.114	-0.095
17	17-18	67,500	270	17-26	125,052	417			
18	18-17	67,500	270	18-19	67,500	225	912	-0.148	-0.123
18				18-27	125,052	417			

Continuación ----- Tabla 2

Nudo	Troca	Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> )	Rigidez relativa EI (cm <sup>3</sup> )	Columna	Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> )	Rigidez relativa EI (cm <sup>3</sup> )	Sumo de Rigideces	Factor de Distri- bución (trabes) $\frac{I}{\sum I}$	Factor de Distri- bución (columna) $\frac{EI}{\sum EI}$
19	19-20	67,500	270	19-10	125,052	417	1,104	-0.122	-0.189
19				19-28	125,052	417			-0.189
20	20-19	67,500	270	20-11	125,052	417	1,374	-0.098	-0.152
20	20-21	67,500	270	20-29	125,052	417		-0.098	-0.152
21	21-20	67,500	270	21-12	125,052	417	1,374	-0.098	-0.152
21	21-22	67,500	270	21-30	125,052	417		-0.098	-0.152
22	22-21	67,500	270	22-13	125,052	417	1,374	-0.098	-0.152
22	22-23	67,500	270	22-31	125,052	417		-0.098	-0.152
23	23-22	67,500	270	23-14	125,052	417	1,374	-0.098	-0.152
23	23-24	67,500	270	23-32	125,052	417		-0.098	-0.152
24	24-23	67,500	270	24-15	125,052	417	1,374	-0.098	-0.152
24	24-25	67,500	270	24-33	125,052	417		-0.098	-0.152
25	25-24	67,500	270	25-16	125,052	417	1,374	-0.098	-0.152
25	25-26	67,500	270	25-34	125,052	417		-0.098	-0.152
26	26-25	67,500	270	26-17	125,052	417	1,374	-0.098	-0.152
26	26-27	67,500	270	26-35	125,052	417		-0.098	-0.152
27	27-26	67,500	270	27-18	125,052	417	1,104	-0.098	-0.189
27				27-36	125,052	417			-0.189

Continuación ----- Tabla No. 2

Nudo	Trabe	Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> )	Rigidez relativa EI (cm <sup>4</sup> )	COLUMNA	Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> )	Rigidez relativa EI (cm <sup>4</sup> )	Suma de rigideces	Factor de Dist. bucian (trabas) F.D. = $\frac{EI_c}{\sum EI}$	Factor de Dist. bucian (columnas) F.D. = $\frac{EI_c}{\sum EI}$
28	28-29	67,500	270	28-19	125,052	417	1,398	-0.097	-0.149
28				28-A	213,333	711			-0.254
29	29-28	67,500	270	29-20	125,052	417	1,668	-0.081	-0.125
29	29-30	67,500	270	29-B	213,333	711			-0.213
30	30-29	67,500	270	30-21	125,052	417	1,668	-0.081	-0.125
30	30-31	67,500	270	30-C	213,333	711			-0.213
31	31-30	67,500	270	31-22	125,052	417	1,668	-0.081	-0.125
31	31-32	67,500	270	31-D	213,333	711			-0.213
32	32-31	67,500	270	32-23	125,052	417	1,668	-0.081	-0.125
32	32-33	67,500	270	32-E	213,333	711			-0.213
33	33-32	67,500	270	33-24	125,052	417	1,668	-0.081	-0.125
33	33-34	67,500	270	33-F	213,333	711			-0.213
34	34-33	67,500	270	34-25	125,052	417	1,668	-0.081	-0.125
34	34-35	67,500	270	34-G	213,333	711			-0.213
35	35-34	67,500	270	35-26	125,052	417	1,668	-0.081	-0.125
35	35-36	67,500	270	35-H	213,333	711			-0.213
36	36-35	67,500	270	36-27	125,052	417	1,398	-0.097	-0.149
36				36-J	213,333	711			-0.254

Continuación ..... Tabla No. 2

En la figura 26, se indican las secciones de anteproyecto de trabes y columnas. Si la diferencia entre las secciones supuestas y las finales es muy notable, se repetirá el procedimiento hasta obtener la aproximación deseada.

La figura 27 ubica el nudo que tratemos en cuestión.

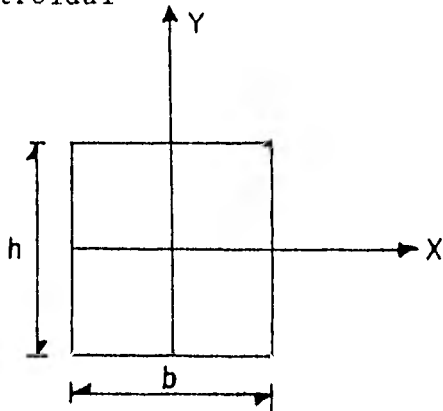
En la tabla No. 2 se encuentran los valores de los factores de distribución, obtenidos, a partir de los elementos que concurren a cada nudo del marco en estudio.

La aplicación de este factor de distribución, es para distribuir el momento no equilibrado, entre los elementos que llegan a dicho nudo proporcionalmente a sus rigideces.

Las rigideces que aparecen en dicha tabla se determinaron, para cada uno de los elementos de la estructura, a partir de la condición, de que todas las trabes y columnas se encuentran empotrados en los extremos.

Como lo que nos interesa son los valores relativos de las rigideces, basta con calcular para cada miembro el valor de  $K=I/L$  donde:  $I$  es el momento de inercia del área de la sección transversal del elemento, respecto a un eje -

centroidal

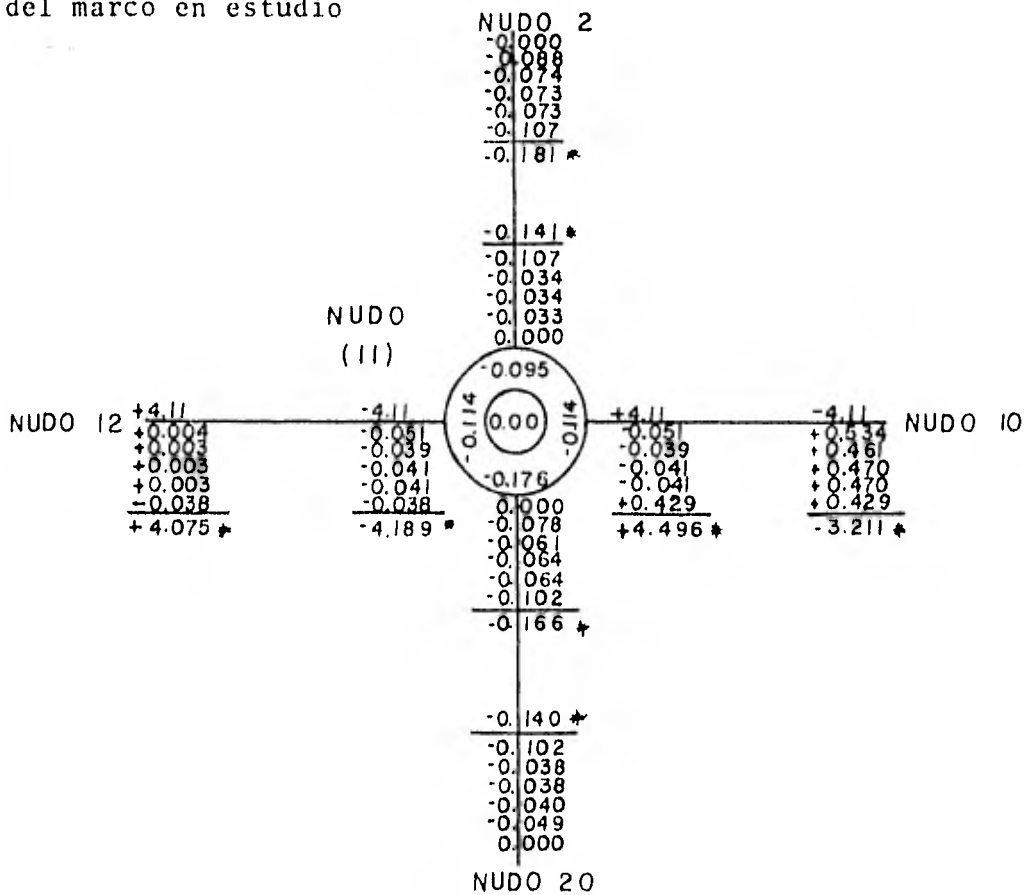


$$I_x = \frac{b h^3}{12}$$

$$I_y = \frac{b h^3}{12}$$

L Longitud del elemento en estudio,

Para explicar los detalles de la aplicación del método de G. Kani y sus resultados se analiza el nudo (11) -- del marco en estudio





Las cantidades +4.11 y -4.11, son los momentos de empotramiento perfecto ( $\bar{M}_{ik}$ ) en los extremos de la trabe, debido a las cargas exteriores actuando en ella, trabes 11-10 y 11-12.

La suma de los momentos de empotramiento que afectan al nudo (11) es:  $+4.11 - 4.11 + 0.00 + 0.00 = 0.00$  ( $\sum \bar{M}_{ik} = \bar{M}_i$ ), que es la cantidad que representa el centro del círculo pequeño (0.00). luego se obtiene el factor de rotación o de distribución, repartiendo el valor -1/2 proporcionalmente, en cada nudo, a los valores de las rigideces K de las barras que concurren en el.

Por ejemplo para el nudo 11 tenemos.

$$i_k = -1/2 \frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}}$$

$$I_{C_{11-20}} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125,052 \text{ Cm}^4; \quad L = 300 \text{ Cm.}$$

$$K_{C_{11-20}} = \frac{125,052}{300} = 417 \text{ Cm}^3.$$

$$I_{t_{11-10}} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67,500 \text{ Cm}^4; \quad L = 250 \text{ Cm.}$$

$$K_{t_{11-10}} = K_{t_{11-12}} = \frac{67,500}{250} = 270 \text{ Cm}^3$$

$$I_{C_{11-2}} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67,500 \text{ Cm}^4 ; L = 300 \text{ Cm.}$$

$$K_{C_{11-2}} = \frac{67,500}{500} = 225 \text{ Cm}^3$$

$$\mathcal{M}_{C_{11-20}} = -\frac{1}{2} \frac{K_{C_{11-20}}}{K_{C_{11-20}} + K_{C_{11-2}} + K_{t_{11-10}} + K_{t_{11-12}}} = -\frac{1}{2} \frac{417}{417+225+270+270} = -0.176$$

$$\mathcal{M}_{C_{11-2}} = -\frac{1}{2} \frac{K_{C_{11-2}}}{K_{C_{11-20}} + K_{C_{11-2}} + K_{t_{11-10}} + K_{t_{11-12}}} = -\frac{1}{2} \frac{225}{417+225+270+270} = -0.095$$

$$\mathcal{M}_{t_{11-10}} = -\frac{1}{2} \frac{K_{t_{11-10}}}{K_{C_{11-20}} + K_{C_{11-2}} + K_{t_{11-10}} + K_{t_{11-12}}} = -\frac{1}{2} \frac{270}{417+225+270+270} = -0.114$$

$$\mathcal{M}_{t_{11-12}} = \mathcal{M}_{t_{11-10}} = -0.114$$

En seguida los valores -0.176, -0.095 y -0.114 los anotamos en cada nudo frente a la barra correspondiente, dentro de la superficie del círculo mayor, y comprobamos que su suma sea -1/2.

$$\Sigma \mathcal{M}_{ik} = \mathcal{M}_{C_{11-20}} + \mathcal{M}_{C_{11-2}} + \mathcal{M}_{t_{11-10}} + \mathcal{M}_{t_{11-12}} = -1/2$$

$$(-0.176) + (-0.095) + (-0.114) + (-0.114) = -1/2$$

Las sucesivas influencias del giro de los nudos a los momentos  $\mathcal{M}_{ik}$ , las determinamos por iteraciones de la fórmula.

$$M'_{ik} = \mathcal{M}_{ik} (\bar{N}_i + \Sigma M'_{ki})$$

Así para el nudo (11), siendo su primera iteración  
tenemos:

$$\bar{M}_i = \Sigma \bar{M}_{11} = 4.11 - 4.11 + 0.00 + 0.00 = 0.00$$

$$\Sigma M'_{ki} = \bar{M}'_{10-11} + \bar{M}'_{2-11} + \bar{M}'_{12-11} + \bar{M}'_{20-11}$$

$$\Sigma \bar{M}'_{ki} = 0.534 + (-0.088) + 0$$

$$\Sigma M'_{ki} = + 0.446$$

Para la trabe 11-10

$$M'_{ik} = -0.114 (0+0.446) = - 0.051$$

Para la trabe 11-12

$$M'_{ik} = -0.114 (0 + 0.446) = -0.051$$

Para la columna 11-2

$$M'_{ik} = -0.095 (0 + 0.446) = - 0.042$$

Para la columna 11-20

$$M'_{ik} = -0.176 (0 + 0.446) = -0.078$$

Las cantidades anteriores obtenidas así, son los valores anotados en dirección de cada barra que concurre al nudo 11, en orden con su momento de empotramiento correspondiente.

Seguimos así de un nudo a otro hasta obtener la --- aproximación deseada.

Para finalizar, se suman los momentos de empotra--- miento en los extremos de cada barra con la influencia de - giro correspondiente, obteniendo así los momentos definitivos de los extremos de cada elemento. Para el nudo 11 donde concurren las barras 11-12, 11-10, 11-12 y 11-20 tenemos:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$$

Momento final en la barra 11-2

Tenemos que la aproximación deseada es ( -0.034 ) - en el nudo 11

$$\bar{M}_{ik} = 0.00$$

$$2M'_{ik} = 2 (-0.034)$$

$$M'_{ki} = -0.073 \text{ (aprox. deseada en el nudo 2)}$$

$$MF_{C_{11-2}} = 0.00 - 0.068 - 0.073 = - 0.141 \text{ Ton} - M$$

$$MF_c = -0.141 \text{ TON-M}$$

Momento final para la barra 11-10

$$MF_{t_{11-10}} = + 4.11 + 2 (-0.041) + 0.470$$

$$MF_{t_{11-10}} = 4.496 \text{ TON-M}$$

Momento final para la barra 11-12

$$MF_{t_{11-12}} = -4.11 + 2 (-0.041) + 0.003$$

$$MF_{t_{11-12}} = -4.189 \text{ TON-M}$$

Momento final para la barra 11-20

$$MF_{c_{11-20}} = 0.00 + 2 (-0.064) - 0.038$$

$$MF_{c_{11-20}} = -0.166 \text{ TON-M}$$

Estos son los valores que aparecen con asterisco en el nudo 11, y su suma debe ser igual a cero para que el nudo se encuentre en equilibrio.

$$\Sigma MF_{11} = 0.00 ; - 4.189 + 4.496 - 0.141 - 0.166 = 0.00$$

## MOMENTOS Y CORTANTES FINALES

Los momentos finales de cargas verticales se han indicado en la figura No. 32

Las fuerzas cortantes que ocurren en los extremos de cada columna se obtuvieron de la siguiente manera.

En la figura 29 se muestran los momentos ya determinados, que se encuentran en la figura 28.

### ENTREPISO 4

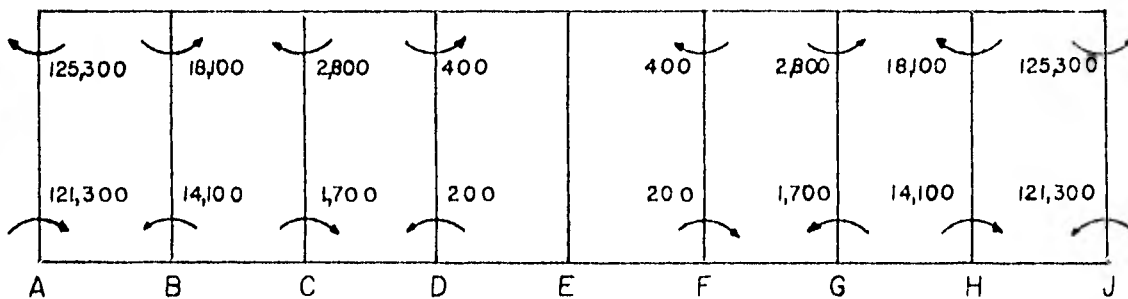


FIGURA No. 29

Estos momentos originan en los extremos de cada columna cortantes, que para satisfacer las condiciones de equilibrio de la estática elemental deben valer:

$$V = \frac{\Sigma M \text{ en los extremos}}{L}$$

Los cortantes determinados  
así aparecen en la fig.31

Condiciones de equili  
brio de una pieza su-  
jeta a momentos en los  
extremos.

$$M_{ab} + M_{ba} = VL$$

$$\therefore V = \frac{M_{ab} + M_{ba}}{L}$$

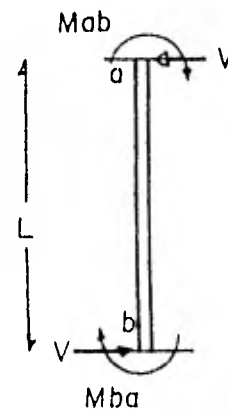


FIGURA 30

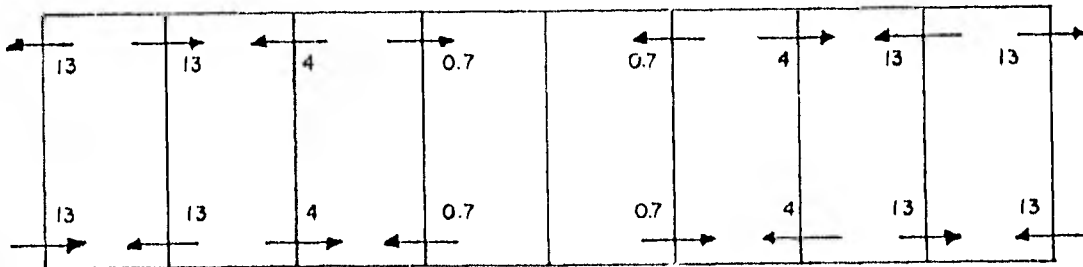


FIGURA No. 31

Para que la estructura sea incapaz de desplazarse lateralmente la suma de los cortantes en un sentido deberá ser igual a cero.

Sumando los cortantes en el nivel 4, efectivamente resulta  $\Sigma V_4 = 0$

En las trabes se presentan dos tipos de fuerzas cortantes.

Isostáticas.- Determinadas por medio de las ecuaciones generales de la estática.

Hiperestáticas. Determinadas de acuerdo con la ecuación 
$$V = \frac{\Sigma M \text{ en los extremos}}{L}$$

La suma algebraica de estas dos fuerzas produce los cortantes finales que aparecen en la figura No. 34

En las figuras 33 y 35 se muestran los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante finales, debido a las cargas verticales.



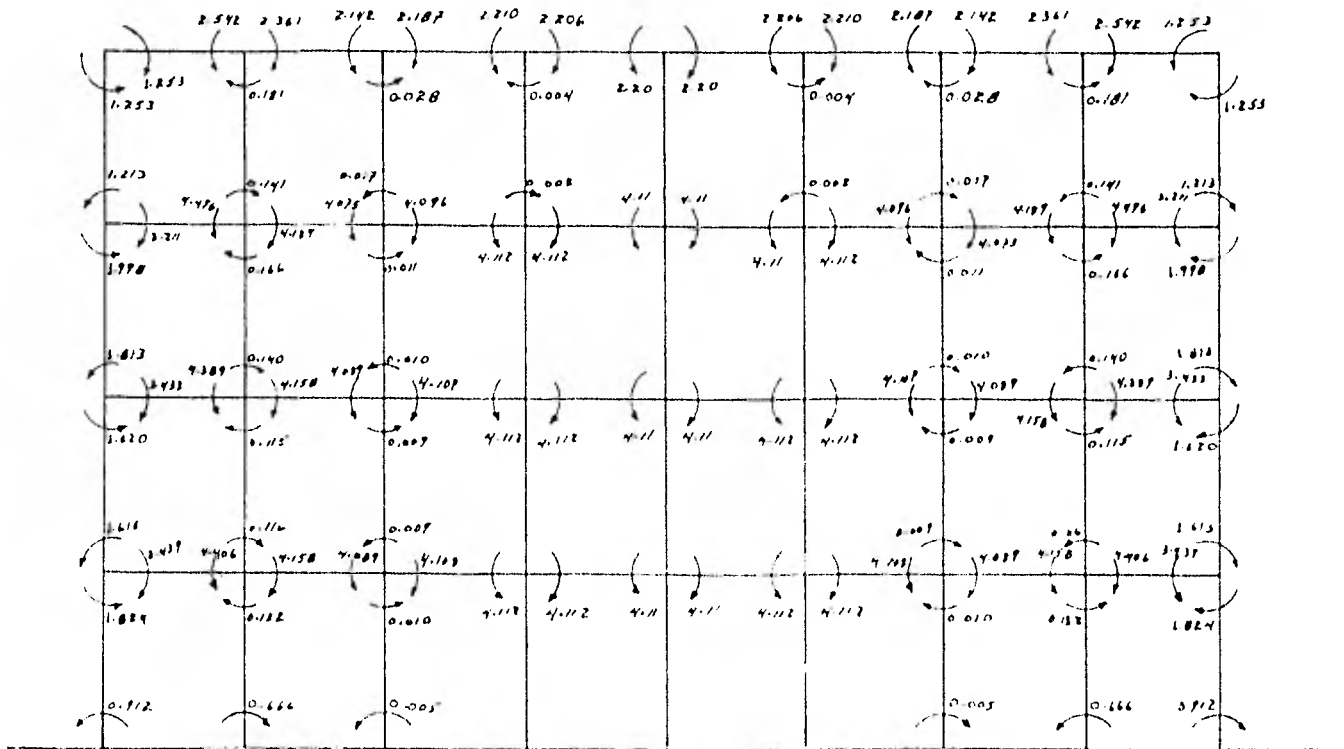


FIGURA No. 32  
 RESUMEN DE MOMENTOS FINALES  
 MOMENTOS DEBIDOS A LA CARGA VERTICAL.

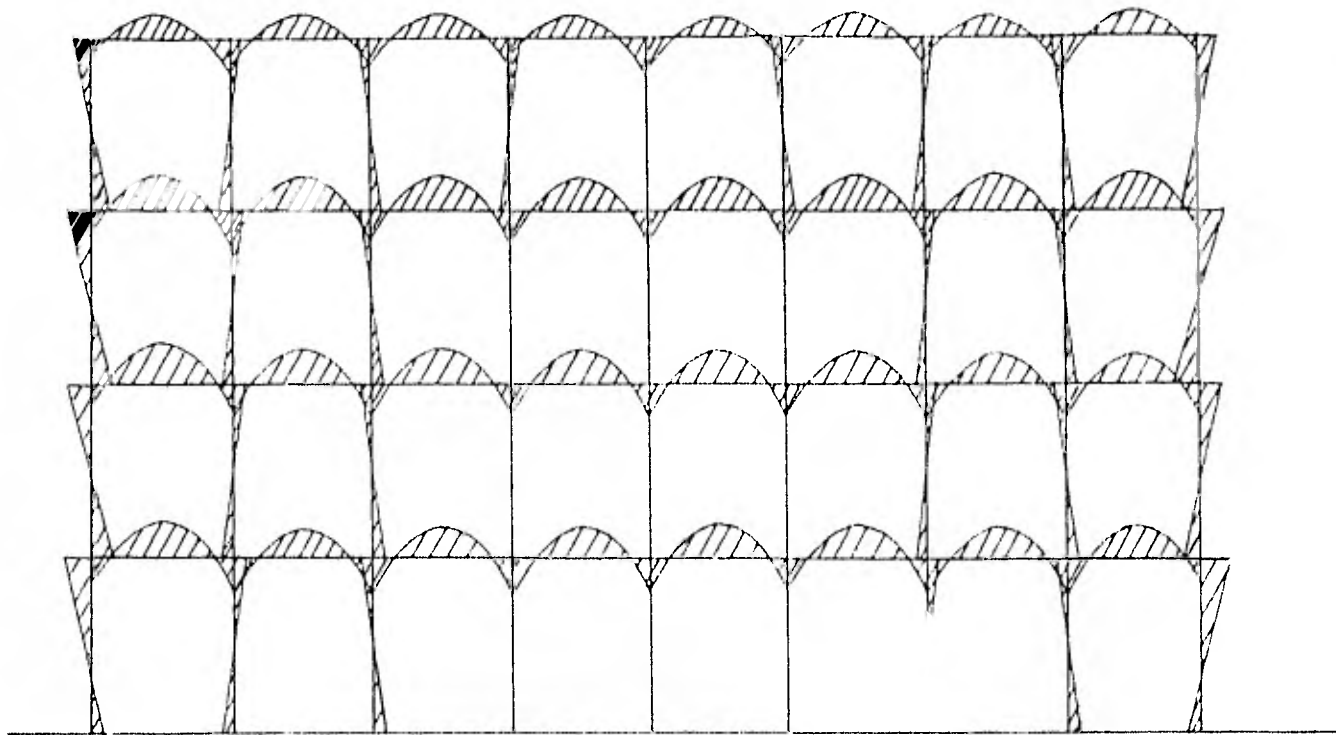


FIGURA No. 35  
DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES

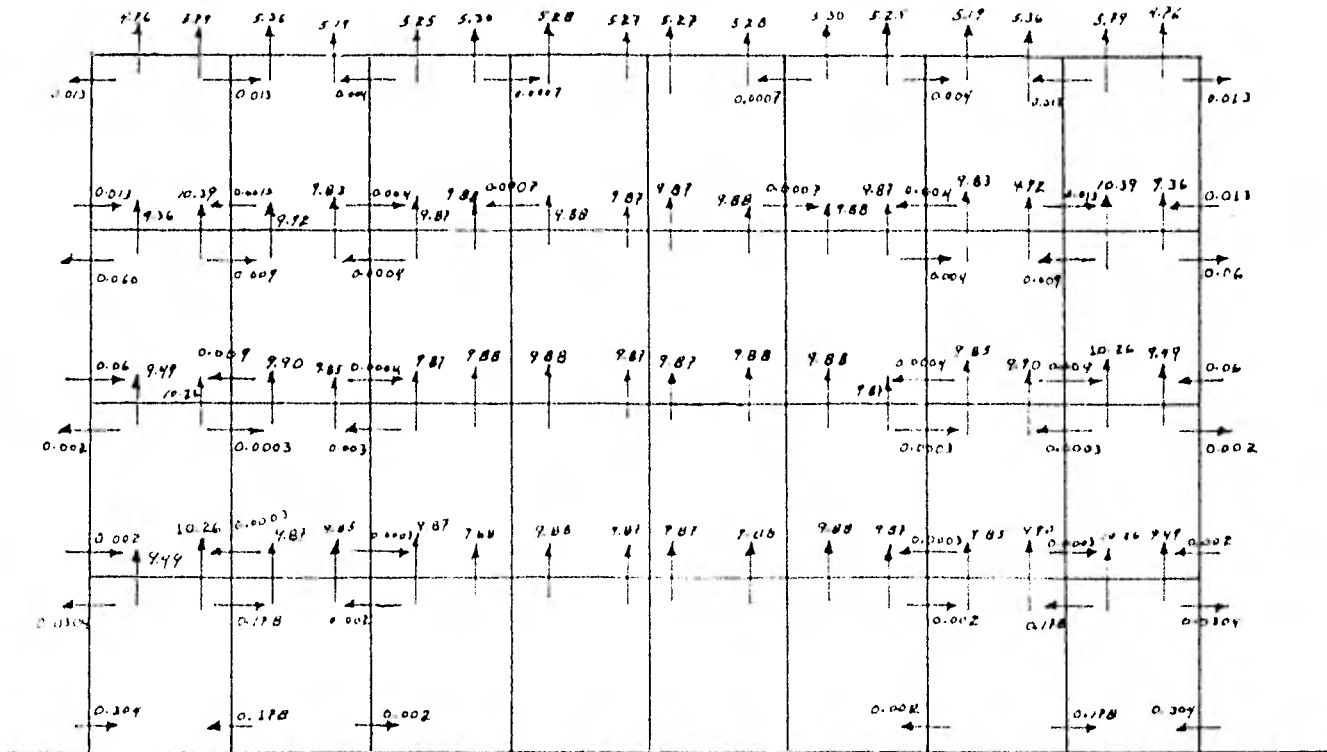


FIGURA No. 34  
CORTANTES DEBIDOS A CARGA VERTICAL

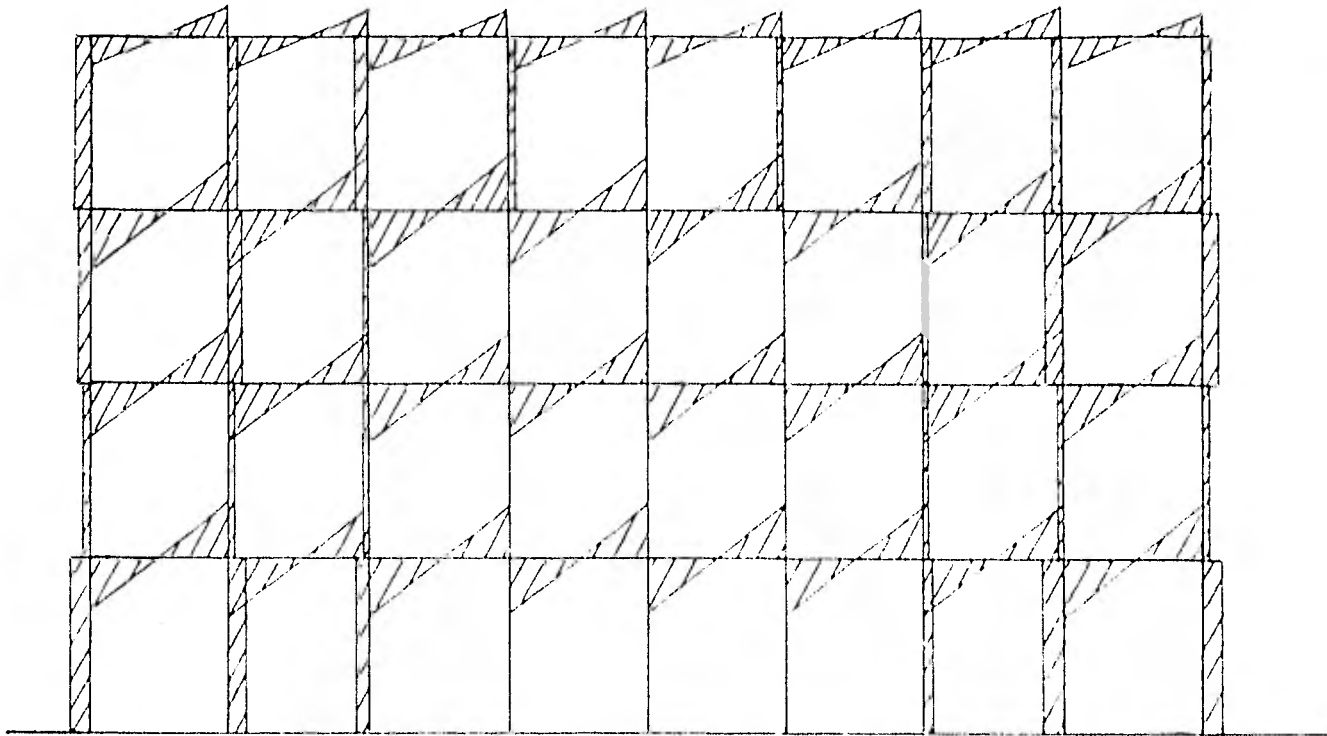


FIGURA No. 35  
DIAGRAMA DE CORTANTES FINALES

#### 4) ANÁLISIS DE ESFUERZOS POR SISMO

El método de análisis que se usará para obtener las fuerzas cortantes a diferentes niveles del edificio en estudio será el análisis estático.

Primera hipótesis.

Para estimar las fuerzas cortantes a diferentes niveles de un edificio, se supone una distribución lineal de aceleración con valor nulo en la base de la estructura y -- máximo en el extremo de la misma.

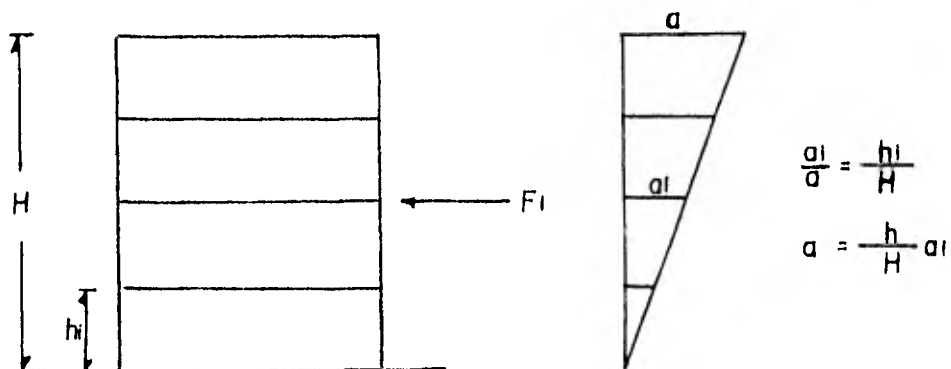


FIGURA No. 36

Segunda Hipótesis.

Que la fuerza cortante sísmica en la base ( $V_{base}$ ) - entre el peso total de la estructura ( $W_T$ ) sea igual, a un - coeficiente sísmico, especificado en el reglamento. ( $C_s$ ).

$$V_{base} = C_s W_t$$

$$F_i = m_i a_i = \frac{W_i}{g} \times \frac{h_i}{H} a \quad \text{----- 1}$$

$$V_{base} = \sum F_i = a \sum \frac{W_i h_i}{g h} \quad \text{----- 2}$$

$$V_{base} = C_s W_t \quad \text{----- 3}$$

de 2 y 3

$$a \sum \frac{W_i h_i}{g h} = C_s W_t \quad \text{----- 4}$$

$$a = C_s \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} g H \quad \text{----- 5}$$

$$F_i = \frac{W_i}{g} \frac{h_i}{H} \times C_s \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} g H \quad \text{----- 6}$$

Eliminando terminos

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C_s \sum W_t \quad \text{----- 7}$$

Donde:

$F_i$  = Fuerza sísmica aplicada en el nivel  $i$ .

$W_i$  = Peso del Nivel  $i$ .

$h_i$  = Altura del nivel  $i$  sobre el desplante

$C_s$  = Coeficiente para diseño sísmico.

El coeficiente  $C_s$  dependerá de tres factores

- A) El uso que ha de darse a la construcción
- B) Las características estructurales del edificio
- C) El tipo de suelo sobre el que ha de levantarse - el edificio.

A) El uso que ha de darse al edificio cae dentro -- del grupo "B" "Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como bodegas ordinarias, gasolinerías, comercios, bancos, centros de reunión, edificios de habitación, hoteles, edificios de oficinas, bardas cuya altura exceda 2.5 M."

B) De acuerdo a las características estructurales, - el edificio pertenece a el tipo "1".

" Se incluyen dentro de este tipo los edificios y - naves industriales, salas de espectáculos, y construcciones semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por combinación de diversos sistemas como-

los mencionados. Se incluyen también las chimeneas, torres, y barda, así como los péndulos invertidos, o estructuras en que el 50% por ciento o mas de su masa se halle en el extremo superior, y que tengan un sólo elemento resistente en la dirección de análisis."

C) Dado el lugar donde estará ubicado el edificio, cae dentro del suelo tipo "I" (Terreno firme.)



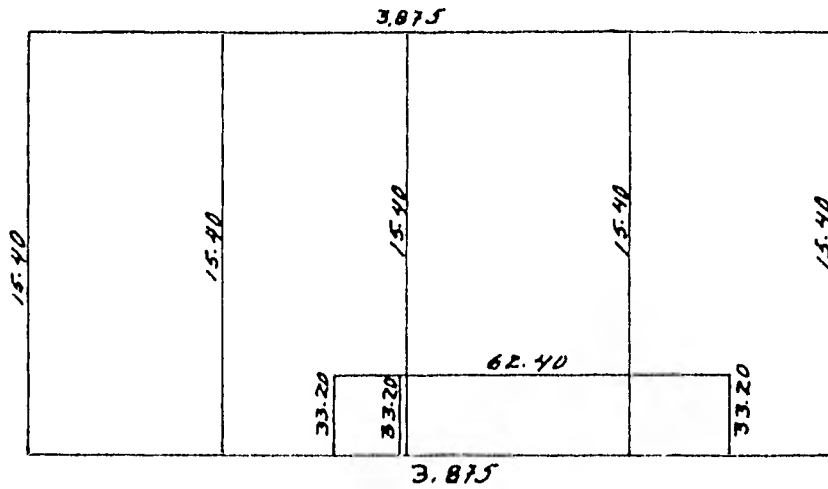


FIGURA No. 38  
RIGIDECES 1° ENTREPISO  
(Ton/cm)

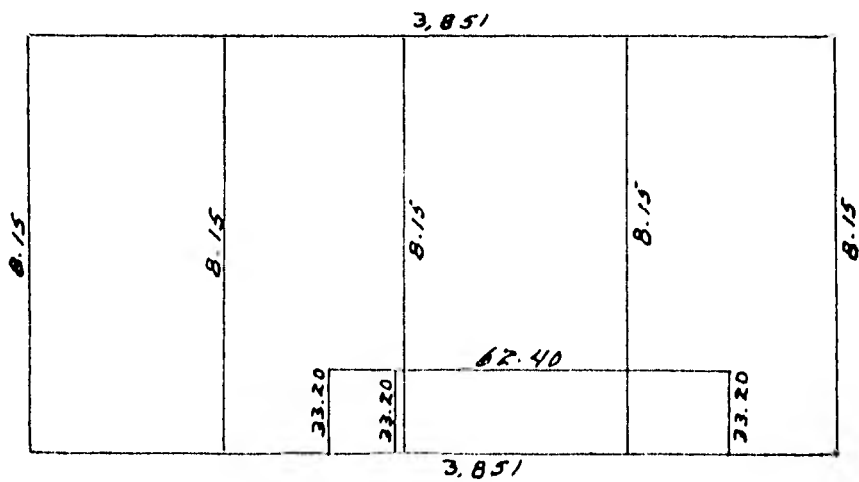


FIGURA No. 39  
RIGIDECES 2° ENTREPISO  
(ton/cm)

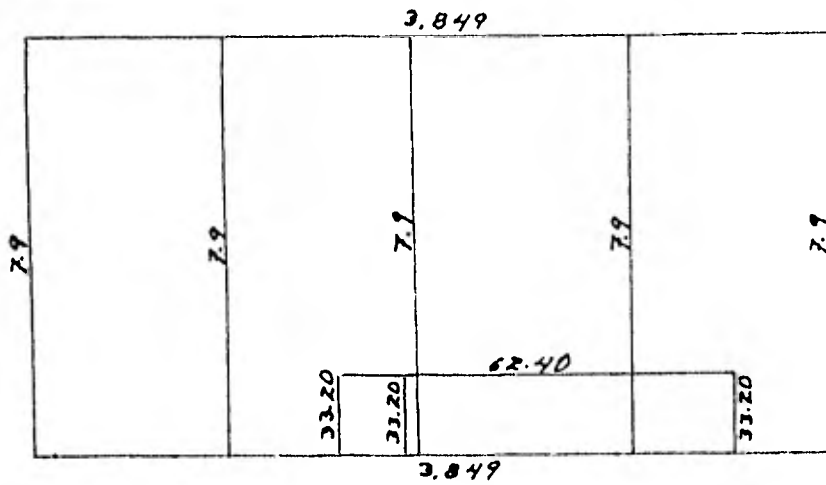


FIGURA No. 40  
RIGIDECES 3° ENTREPISO  
(ton/cm)

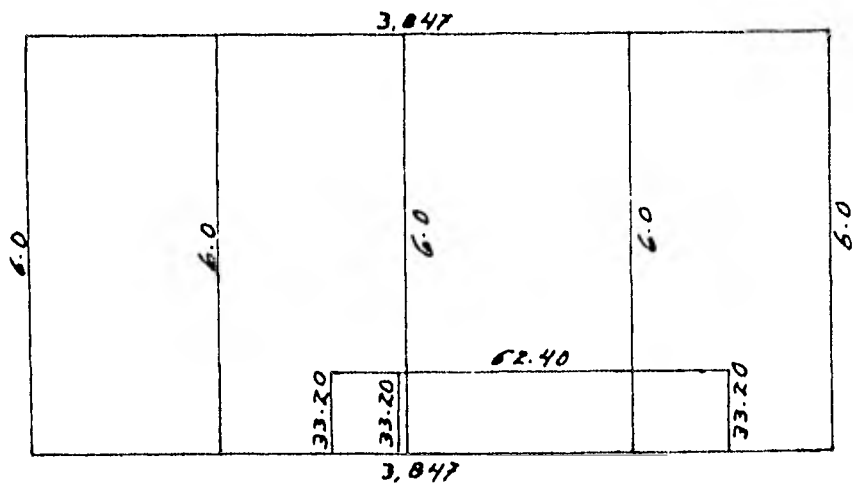
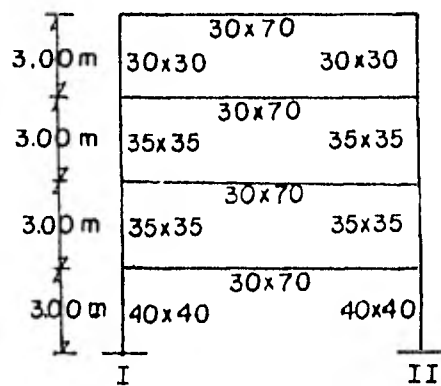


FIGURA No. 41  
RIGIDECES 4° ENTREPISO  
(ton/cm)

Para el análisis por sismo de la estructura, esta-  
se analizará en el sentido (X); ya que en el sentido (Y) -  
el marco esta reforzado con muros diafragma que toman toda-  
la fuerza cortante que pudiera producir el sismo si actúa -  
en este sentido.

Obtención de las rigideces de entrepiso en el sentido  
(X) del marco.



SECCIONES DE ANTEPROYECTO.

#### Fórmulas de Wilbur.

Las fórmulas de Wilbur son aplicables a marcos regu-  
lares formado por piezas de momento de inercia constante.

Se considera que las columnas estan empotradas en -  
la cimentación.

Rigidez para el primer entrepiso.

$$R_1 = \frac{48 E_c}{\left[ \frac{4h_1}{\Sigma K_{c-1}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{t1} + \frac{\Sigma K_{c-1}}{12}} \right]} h_1$$

Rigidez para el segundo entrepiso.

$$R_2 = \frac{48 E_c}{\left[ \frac{4h_2}{\Sigma K_{c-2}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{t1} + \frac{\Sigma K_{c-1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{t2}} \right]} h_2$$

Para los pisos subsecuentes.

$$R_n = \frac{48 E_c}{\left[ \frac{4 h_n}{\Sigma K_{c-n}} + \frac{h_m + h_n}{\Sigma K_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\Sigma K_{tn}} \right]} h_n$$

En las ecuaciones anteriores.

$E_c$  = Modulo de elasticidad del concreto (10 000 f'c)

$R_n$  = Rigidez del entrepiso en cuestión

$K_{tn}$  = Rigidez de traveses del nivel sobre el entrepiso n.

$K_{cn}$  = Rigidez de columnas del entrepiso n.

$m, n, o$  = Indices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

$h_n$  = Altura del entrepiso n.

$$E = 10,000 \sqrt{200} = 141,421 \quad \text{Kg/m}^2.$$

$$\Sigma Kc_{-1} = \frac{40 \times 40^3}{12 \times 300} \times 2 = 1,422$$

$$\Sigma Kt_1 = \frac{30 \times 70^3}{12 \times 1020} = 841$$

$$\Sigma Kc_{-2} = \frac{35 \times 35^3}{12 \times 300} \times 2 = 834$$

$$\Sigma Kc_{-3} = \frac{35 \times 35^3}{12 \times 300} \times 2 = 834$$

$$\Sigma Kc_{-4} = \frac{30 \times 30^3}{12 \times 300} \times 2 = 450$$

$$R_1 = \frac{48 (141,421)}{\left[ \frac{1200}{1422} + \frac{600}{841 + 119} \right] 300} = 15,404 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_2 = \frac{48 (141,421)}{\left[ \frac{1200}{834} + \frac{600}{841 + 119} + \frac{600}{841} \right] 300} = 8,147 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_3 = \frac{48 (141,421)}{\left[ \frac{1200}{834} + \frac{600}{841} + \frac{600}{841} \right] 300} = 7,896 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_4 = \frac{48 (141,421)}{\left[ \frac{1200}{450} + \frac{600}{841} + \frac{300}{841} \right] 300} = 6,055 \text{ Kg/cm.}$$

$$E = 10,000 \sqrt{200} = 141,421 \quad \text{Kg/m}^2.$$

$$\Sigma K_{c-1} = \frac{40 \times 40^3}{12 \times 300} \times 2 = 1,422$$

$$\Sigma K_{t_1} = \frac{30 \times 70^3}{12 \times 1020} = 841$$

$$\Sigma K_{c-2} = \frac{35 \times 35^3}{12 \times 300} \times 2 = 834$$

$$\Sigma K_{c-3} = \frac{35 \times 35^3}{12 \times 300} \times 2 = 834$$

$$\Sigma K_{c-4} = \frac{30 \times 30^3}{12 \times 300} \times 2 = 450$$

$$R_1 = \frac{48 (141,421)}{\left[ \frac{1200}{1422} + \frac{600}{841 + 119} \right] 300} = 15,404 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_2 = \frac{48 (141,421)}{\left[ \frac{1200}{834} + \frac{600}{841 + 119} + \frac{600}{841} \right] 300} = 8,147 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_3 = \frac{48 (141,421)}{\left[ \frac{1200}{834} + \frac{600}{841} + \frac{600}{841} \right] 300} = 7,896 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_4 = \frac{48 (141,421)}{\left[ \frac{1200}{450} + \frac{600}{841} + \frac{300}{841} \right] 300} = 6,055 \text{ Kg/cm.}$$

Obtención de las rigideces de entrepiso en el sentido (y) del marco.

$$\Sigma Kc_1 = \frac{40 \times 40^3}{12 \times 300} \times 9 = 6,400$$

$$\Sigma Kt_1 = \frac{20 \times 30^3}{12 \times 250} \times 8 = 1,440$$

$$\Sigma Kc_2 = \frac{35 \times 35^3}{12 \times 300} \times 9 = 3,751$$

$$\Sigma Kc_3 = \frac{35 \times 35^3}{12 \times 300} \times 9 = 3,751$$

$$\Sigma Kc_4 = \frac{30 \times 30^3}{12 \times 300} \times 9 = 2,025$$

$$R_1 = \frac{48 (141,421)}{\left[ \frac{1200}{6400} + \frac{600}{1440+533} \right] 300} = 46,027 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_2 = \frac{48 (141,421)}{\left[ \frac{1200}{3751} + \frac{600}{1440+533} + \frac{600}{1440} \right] 300} = 21,743 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_3 = \frac{48 (141,421)}{\left[ \frac{1200}{3751} + \frac{600}{1440+533} + \frac{600}{1440} \right] 300} = 19,620 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_4 = \frac{48 (141,421)}{\left[ \frac{1200}{2025} + \frac{600}{1440} + \frac{300}{1440} \right] 300} = 18,584 \text{ Kg/cm.}$$

## RIGIDEZ DE ENTREPISO DE MUROS

Las deflexiones de un muro sujeto a una fuerza lateral en su plano son debidas a efectos de cortante y de flexión. Las deformaciones de cortante se pueden calcular como  $\Delta v = \frac{VH}{AG}$  y las de flexión como  $\Delta F = \frac{VH^3}{\alpha EI}$ , siendo  $\alpha$  un factor que depende de las condiciones de empotramiento del muro. La suposición de considerar que en cada nivel el muro es un voladizo lleva a que  $\alpha = 3$ . La rigidez se obtiene como  $K = \frac{V}{\Delta f + \Delta v}$

Lo anterior es una forma sumamente burda de calcular las rigideces, ya que no toma en cuenta la liga que el sistema de piso proporciona a los distintos muros. Sin embargo, intentar tomar en cuenta este factor lleva a procedimientos de análisis cuya complejidad no parece justificarse en vista de las grandes incertidumbres que existen en las variables a considerar.

De lo anterior podemos expresar la rigidez de cualquier muro como:

$$K = \frac{3EI}{H^3} + \frac{AG}{H}$$

Siguiendo las instrucciones de las normas técnicas-



complementarias del reglamento de construcciones para el --  
Distrito Federal se tiene:

### MODULO DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad de la mampostería, E po--  
drá determinarse experimentalmente o calcularse en forma --  
aproximada como sigue:

Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

$$E = 600 f_m^* \quad \text{Para cargas de corta duración}$$

$$E = 250 f_m^* \quad \text{Para cargas sostenidas}$$

Para mampostería de tabique de barro y otras piezas  
excepto concreto.

$$E = 400 f_m^* \quad \text{Para cargas de corta duración}$$

$$E = 250 f_m^* \quad \text{Para cargas sostenidas.}$$

El valor de  $f_m^*$  se tomará igual a  $15 \text{ Kg/cm}^2$ .

Modulo de cortante.

El módulo de cortante, de la mampostería se tomará-  
como  $G = 0.3E$ .

Cálculo de rigidez para los muros en sentido (X)

$$K = \frac{3EI}{H^3} + \frac{AG}{H}$$

$$t = 14 \text{ cm.}$$

$$L = 250 \text{ cm.}$$

$$H = 300 \text{ cm.}$$

$$A = 250 \times 14 = 3500 \text{ cm}^2$$

$$E = 400 \times 15 = 6000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G = 0.3 \times 600 = 1800 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$I = \frac{tL^3}{12} = \frac{14(250)^3}{12} = 18,229,166 \text{ Cm}^4$$

$$K = \frac{3(6,000)(18,229,166)}{(300)^3} + \frac{(3500)(1800)}{300}$$

$$K = 12,153 \text{ Kg/cm} + 21,000 \text{ Kg/cm} = 33,153 \text{ Kg/cm.}$$

$$K = 33.2 \text{ ton/cm.}$$

De la misma manera que se obtuvieron las rigideces-  
para los muros de la estructura en el sentido (Y).

$$t = 14 \text{ cm.}$$

$$L = 1680 \text{ cm.}$$

$$H = 360 \text{ cm}$$

$$A = 14 \times 1680 = 23,520 \text{ cm}^2$$

$$E = 6,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = \frac{14 \times (1680)^3}{12} = 5.53190 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{3(6000)(5.5319 \times 10^9)}{(300)^3} + \frac{23,520 \times 1800}{300}$$

$$K = 3.687,933 \text{ Kg/cm} + 141,120 \text{ Kg/cm.}$$

$$K = 3,829 \text{ ton/cm.}$$

En las figuras 38,39,40 y 41 se representan las rigideces, obtenidas anteriormente, en cantidades colocadas en el elemento que le corresponde, y que éste ayuda a rigidizar la estructura.

#### FUERZAS SISMICAS, CORTANTE Y POSICION DEL CORTANTE EN CADA PISO

La secuencia de cálculo de éstos conceptos está --  
concentrada en la tabla No. 3

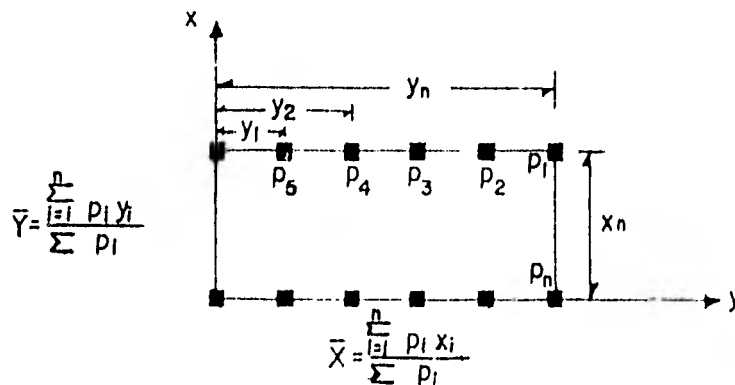
Los valores de  $W_i$  son los pesos de las masas de cada

entrepiso,  $h_i$  es la altura de cada nivel sobre el desplante.

$F_{ix}$ ,  $F_{iy}$  son los valores de las fuerzas sísmicas -- aplicadas en el nivel correspondiente, y obtenidos a partir de la fórmula  $F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C_s \sum W_i$ .  $C_s$  coeficiente para diseño sísmico especificado en el reglamento, que para este caso vale 0.04

$V_x$ ,  $V_y$  estos valores se obtienen acumulando las fuerzas sísmicas arriba de cada entrepiso, y reciben el nombre de fuerzas cortantes.

El centro de gravedad es obtenido a partir de la concentración de pesos en cada elemento resistente por carga vertical, tomando a la estructura en sus dos direcciones y por cada nivel.



Los demás valores que aparecen en la tabla No. 3 se obtuvieron de los resultados anteriores ya descritos.

Determinación de las fuerzas sísmicas.

ni- vel	en- tre- pi- so.	W <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> h <sub>i</sub>	F <sub>ix</sub>	F <sub>iy</sub>	cortantes		centro gravedad		F <sub>ix</sub> $\bar{Y}$	F <sub>iy</sub> $\bar{X}$	$\sum$ F <sub>ix</sub> $\bar{Y}$	$\sum$ F <sub>iy</sub> $\bar{X}$	posición de cortante	
							V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	$\bar{X}$	$\bar{Y}$					$y = \frac{\sum F_{ix} \bar{Y}}{V_x}$	$x = \frac{\sum F_{iy} \bar{X}}{V_y}$
4		173	12	2.076	11.40	11.40			5.74	9.82	111.95	65.44	111.95	65.44		
	4						11.40	11.40							9.82	5.74
3		212	9	1.908	10.48	10.48			5.71	10.30	107.94	57.84	219.89	125.28		
	3						21.88	21.88							10.05	5.73
2		212	6	1.272	6.99	6.99			5.71	10.30	72.10	39.91	219.89	165.19		
	2						20.87	20.87							10.11	5.72
1		212	3	636	3.49	3.49			5.71	10.30	35.75	19.93	322.84	105.12		
	1						32.36	32.36							10.13	5.72
$\sum$		809		5.892												

Tabla No.3

Distribución de cortantes entre los elementos resistentes en cada piso.

La tabla No. 4 sistematiza convenientemente las operaciones para la distribución del cortante sísmico y el momento torsionante.

El efecto de torsión se produce debido a que, en general, en un nivel cualquiera, no coincidirá la resultante de las fuerzas producidas por el sismo, con la resultante de las fuerzas resistentes del entrepiso. La fuerza sísmica que actúa en el centro de gravedad de las masas de cada piso. Esto produce un par de torsión de magnitud igual al producto de la fuerza cortante por su distancia al centro de torsión o punto por el que deba pasar la fuerza sísmica, con el objeto de que el movimiento relativo entre dos niveles sea de traslación exclusivamente.

El centro de torsión se puede obtener como el centroide de los elementos resistentes, teniendo así:

$$\bar{x}_{c.t} = \frac{\sum K_{iy} \cdot X_i}{\sum K_{iy}} ; \quad \bar{y}_{c.t} = \frac{\sum K_{ix} \cdot Y_i}{\sum K_{ix}}$$

En la figura 42 se muestra la planta de referencia que se utilizó para la localización de los ejes que en ella aparecen, al tomar en cuenta los efectos de torsión.

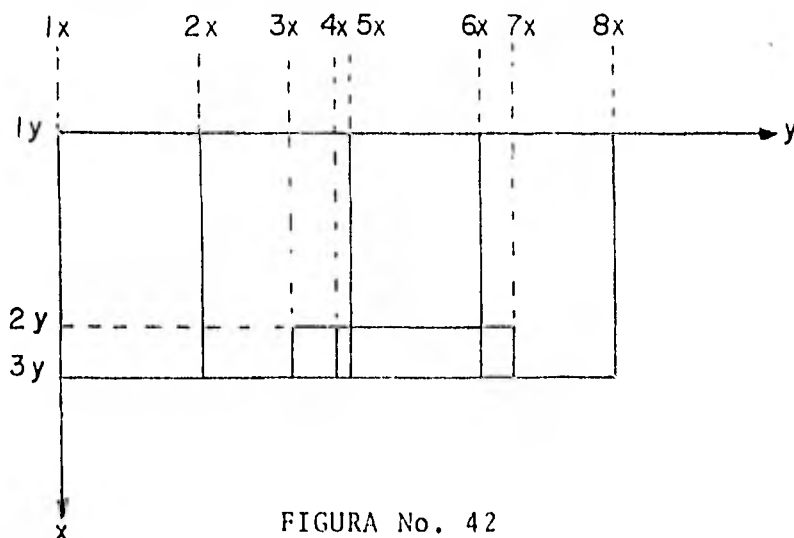


FIGURA No. 42

Una vez obtenida la fuerza cortante por piso, es necesario distribuirla entre los distintos elementos resistentes que forman parte de la estructura y en el sentido que actúa la fuerza sísmica. Esta distribución se hace proporcionalmente a la rigidez de entrepiso de los marcos o elementos resistentes.

Distribuyendo la fuerza cortante con este criterio y teniendo en cuenta la acción del par de torsión, la fuerza que actúa finalmente en cada elemento resistente es:

$$T_x = \frac{K_i X V}{\Sigma K_{ix}} + \frac{K_{ix} c_{,ti}}{\Sigma (K_{ix} \bar{\Psi}_{c,ti}^2 + K_{iy} \bar{X}_{c,ti}^2)} M_{tx}$$

$$T_y = \frac{K_{iy} V}{\Sigma K_{iy}} + \frac{K_{iy} \bar{X}_{c,ti}}{\Sigma (K_{ix} \bar{\Psi}_{c,ti}^2 + \bar{X}_{c,ti}^2)} M_{ty}$$

Para fines de diseño, el momento torsionante  $M_T$  se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplica-

da por la excentricidad, que para cada marco resulte mas --  
desfavorable de la siguiente:

$$e = 1.5e_s + 0.1b \quad 0 \leq e = e_s - 0.1b$$

$e_s$ .- Es la excentricidad torsional calculada en el-  
entrepiso considerado y  $b$  es la máxima dimensión en planta-  
de dicho entrepiso medida perpendicularmente a la dirección  
del movimiento del terreno, así tenemos que  $M_T = V \times e$ . --  
Los demás valores que aparecen en las fórmulas anteriores -  
ya están determinados y representados en la tabla No. 4

En la figura 43, se pone en ejemplo el entrepiso 2  
con los valores finales de los cortantes actuando en los di-  
ferentes elementos resistentes.

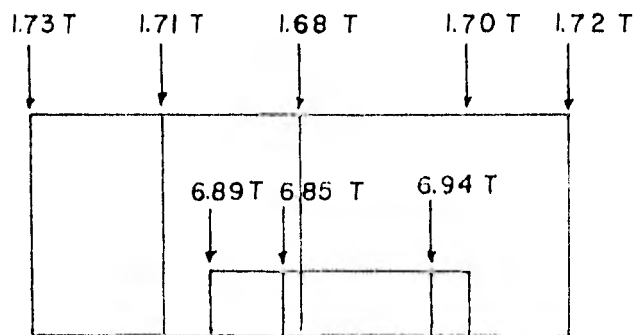


FIGURA No. 43



Distribución de cortantes entre los elementos resistentes,  
de cada plso.

Tabla No. 4

Entrepiso 1

Eje	Kix	yi	Kix yi	Yit	Kix Yit	Kix yi <sup>2</sup>	Eje	Kiy	xi	Kiy xi	Xit	Kiy Xit	Kiy xi <sup>2</sup>	efectos de Vx			efectos de Vy		
														directo	torsion	Total	directo	torsion	Total
1X	15.10	0	0	-10.77	-168.74	1853.21	1Y	3815	0	0	-5.12	-17.840	101.581	2.82	0.09	2.91	16.05	5.00	21.05
2X	15.10	5	77	-5.91	-91.94	548.88	2Y	6240	7.70	480	2.58	160.99	445.36	2.82	0.05	2.87	0.26	0.04	0.30
3X	3320	7.50	249	-3.41	-148.94	399.74	3Y	3815	10.20	39.525	5.08	19.685	99.99380	6.08	0.06	6.14	16.05	4.97	21.02
4X	15.10	10	332	-0.77	-91.94	31.23								6.08	0.02	6.10			
5X	15.10	10.30	158.62	0.67	-115.20	6.91								2.82	0.01	2.83			
6X	15.10	15	231	1.403	-322.0	250.10								2.82	0.03	2.85			
7X	3320	17.50	581	1.633	-10.32	1415.70								6.08	0.11	6.19			
8X	15.10	20	308	1.803	-138.06	1255.71								2.82	0.01	2.81			
Σ	1766		1936.62			5761		18129		40,005			201.996						

Entrepiso 2

Eje	Kix	yi	Kix yi	Yit	Kix Yit	Kix yi <sup>2</sup>	Eje	Kiy	xi	Kiy xi	Xit	Kiy Xit	Kiy xi <sup>2</sup>	efectos de Vx			efectos de Vy		
														directo	torsion	Total	directo	torsion	Total
1X	8.15	0	0	-11.20	-91.28	1.022	1Y	3851	0	0	-5.12	-17.717	100.952	1.68	0.05	1.73	14.32	4.51	18.83
2X	8.15	5	40.75	-6.20	-50.53	313.28	2Y	6240	7.70	480	2.58	160.99	415	1.68	0.03	1.71	0.23	0.04	0.27
3X	3320	7.50	249.75	-3.70	-122.84	454.50	3Y	3851	10.20	39.280	5.08	19.563	99.380	6.83	0.06	6.89	14.32	4.47	18.79
4X	3320	10	332	-1.20	-39.84	42.80								6.83	0.02	6.85			
5X	8.15	10.30	83.94	-0.70	-7.34	6.60								1.68	0.00	1.68			
6X	8.15	15	122.25	1.380	30.97	117.68								1.68	0.02	1.70			
7X	3320	17.50	581	1.630	209.16	1317.70								6.83	0.11	6.94			
8X	8.15	20	163	1.880	71.72	631.13								1.68	0.04	1.72			
Σ	14015		157269			3,911		7764		39,760			200,747						

Entrepiso 3

Eje	K <sub>ix</sub>	y <sub>i</sub>	K <sub>ix</sub> y <sub>i</sub>	y <sub>i</sub> <sup>2</sup>	K <sub>ix</sub> y <sub>i</sub> <sup>2</sup>	K <sub>ix</sub> y <sub>i</sub> <sup>3</sup>	Eje	K <sub>iy</sub>	x <sub>i</sub>	K <sub>iy</sub> x <sub>i</sub>	x <sub>i</sub> <sup>2</sup>	K <sub>iy</sub> x <sub>i</sub> <sup>2</sup>	K <sub>iy</sub> x <sub>i</sub> <sup>3</sup>	efectos de V <sub>x</sub>			efectos de V <sub>y</sub>			
														directo	torsion	Total	directo	torsion	Total	
1X	7.9	0	0	-1121	-2242	991.86	1Y	3847	0	0	-512	-19707	100899	1.24	0.04	1.28	10.85	3.44	14.29	
2X	7.9	5	39.50	-621	-4906	304.66	2Y	6240	770	480	1258	16099	415	1.24	0.02	1.26	0.18	0.03	0.21	
3X	33.20	7.50	249	-371	-12317	456.97	3Y	3847	1020	59260	1508	19553	99329	5.22	0.05	5.27	10.85	3.41	14.26	
4X	33.20	10	332	-121	-4017	48.61								5.22	0.02	5.24				
5X	7.9	10.30	81.37	-0.10	-7.19	6.57								1.24	0.00	1.24				
6X	7.9	15	118.5	137	2994	113.48								1.24	0.01	1.25				
7X	33.20	17.50	581	629	20883	1313.5								5.22	0.09	5.31				
8X	7.9	20	158	83	6874	610.39								1.24	0.03	1.27				
Σ	137.0		1559.37			3846		7760		39740			200693							

Entrepiso 4

Eje	K <sub>ix</sub>	y <sub>i</sub>	K <sub>ix</sub> y <sub>i</sub>	y <sub>i</sub> <sup>2</sup>	K <sub>ix</sub> y <sub>i</sub> <sup>2</sup>	K <sub>ix</sub> y <sub>i</sub> <sup>3</sup>	Eje	K <sub>iy</sub>	x <sub>i</sub>	K <sub>iy</sub> x <sub>i</sub>	x <sub>i</sub> <sup>2</sup>	K <sub>iy</sub> x <sub>i</sub> <sup>2</sup>	K <sub>iy</sub> x <sub>i</sub> <sup>3</sup>	efectos de V <sub>x</sub>			efectos de V <sub>y</sub>			
														directo	torsion	Total	directo	torsion	Total	
1X	6	0	0	-1121	-67.74	764.78	1Y	3847	0	0	-512	-19697	100841	0.53	0.02	0.55	5.65	1.81	7.46	
2X	6	5	30	-621	-37.74	237.38	2Y	6240	770	480	1258	16099	415	0.53	0.01	0.54	0.09	0.01	0.10	
3X	33.20	7.50	249	-371	-12583	413.97	3Y	3847	1020	39239	1508	19543	99277	2.92	0.03	2.95	5.65	1.79	7.44	
4X	33.20	10	332	-121	-4283	55.25								2.92	0.01	2.93				
5X	6	10.30	61.80	-0.99	-5.94	5.88								0.53	0.00	0.53				
6X	6	15	90.00	371	2226	82.58								0.53	0.01	0.54				
7X	33.20	17.50	581	621	20611	1280.33								2.92	0.05	2.97				
8X	6	20	120	181	5226	455.18								0.53	0.01	0.54				
Σ	129		1463.8			3295.35		7746		39719			200539							

continuación.....Tabla No 4

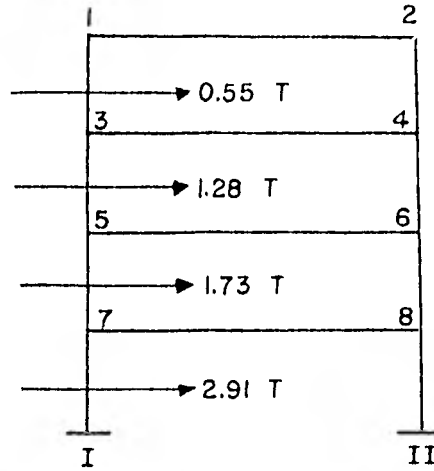


FIGURA No. 44  
FUERZAS CORTANTES EN EL MARCO J-J'

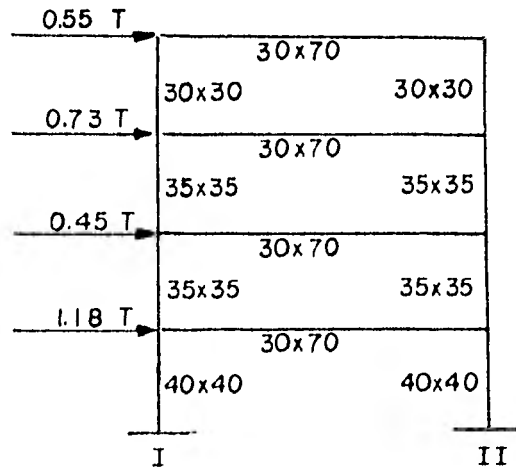


FIGURA No. 45  
FUERZAS SISMICAS EN EL MARCO J-J'

Conocido el sistema de cargas que actúa en cada marco o elemento resistente, este se analiza para su dimensionamiento.

Por consiguiente en la figura 44 se representan las fuerzas cortantes mas desfavorables, para la estructura, y que actúan en el marco J-J'.

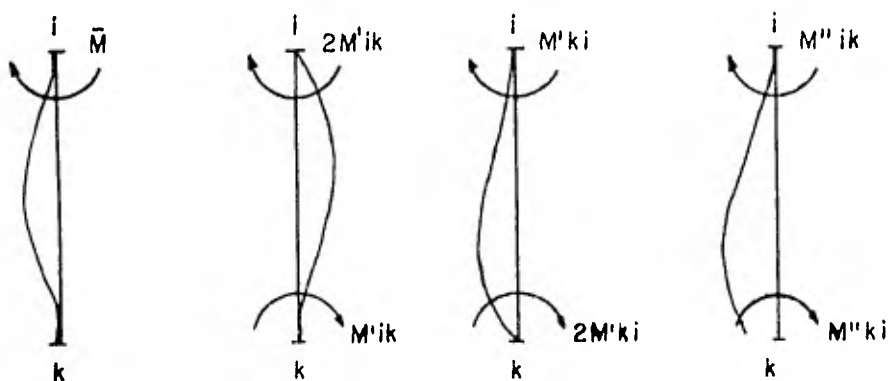
Para las fuerzas cortantes que actúan en los muros, estos se revisarán para saber si son capaces de resistir dicha fuerza.

En la figura 45 aparecen las supuestas fuerzas sísmicas que actúan en cada nivel de la estructura, así como las secciones de anteproyecto de los elementos que integran el marco. En seguida se analiza el marco suponiendo que en el actúan dichas fuerzas, el método de análisis que se usará es el de G. Kani, que ya se explicó su procedimiento cuando se analizó la estructura en el sentido "Y" por cargas verticales.

El procedimiento de análisis, por fuerza sísmica, es similar al anterior, con la variante de que hay que tomar en cuenta que ahora la estructura sufre cierto desplazamiento horizontal.

En este caso la configuración deformada de una barra

la podemos considerar como la superposición de los siguientes estados.



Las tres primeras etapas de la configuración son -- exactamente iguales, a las consideradas en el caso de estructuras con nudos indesplazables, que ya vimos anteriormente en el análisis por cargas verticales.

Bastará para el cálculo del momento  $M_{ik}$  en el extremo de la barra que se desplaza, agregar a la igualdad -- (a), el valor de  $M''_{ik}$  debido al desplazamiento  $\mathcal{S}$ , del extremo  $i$  de la barra.

Conocidos, por lo tanto, estos cuatro valores de -- los momentos en el extremo de la barra, puede obtenerse el momento total resultante mediante la suma:  $M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$ . Donde el valor  $M''_{ik}$  debido al desplazamiento del extremo de la barra, se designará como la influencia del desplazamiento de los pisos de la estructura, sobre

los momentos en los nudos.

Planteando el equilibrio de momentos en el extremo  $i$ , y recurriendo al concepto de factor de rotación tenemos:

$$M_{ik} = 0$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik} ( \bar{M}_i + M'_{ki} + M''_{ik} ) \text{ ----- (I)}$$

Analicemos ahora el equilibrio de cortantes en un -  
entrepiso cualquiera.

$$\sum Q_{ik} = \sum_r^n Fr = Q_r$$

$$\sum Q_{ik} = Q_r \text{ (cortante de entrepiso)}$$

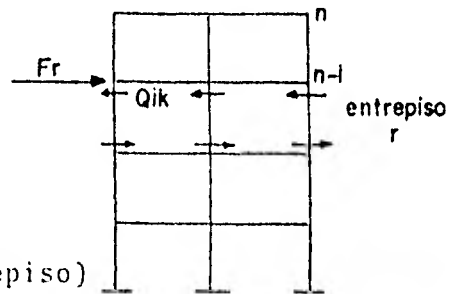


FIGURA N-. 46

Expresando  $Q_{ik}$  en función de los momentos en los --  
extremos de las columnas Figura No. 47

$$Q_{ik} = \frac{M_{ik} + M_{ki}}{h}$$

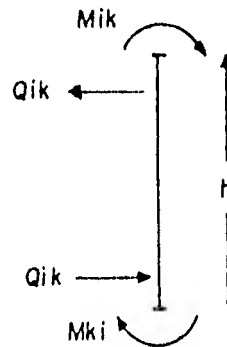


FIGURA No. 47

Aceptemos que todas las columnas del entrepiso r --  
tengan la misma altura 'h' entonces  $\Sigma Q_{ik} = 1/h (\Sigma M_{ik} + \Sigma M_{ki})$

Ahora sustituyendo a  $\Sigma M_{ik}$  y  $\Sigma M_{ki}$  de acuerdo a (a')  
se tiene:

$$\Sigma Q_{ik} = \frac{1}{h} (2\Sigma M'_{ik} + \Sigma M'_{ki} + \Sigma M''_{ik} + 2\Sigma M'_{ki} + \Sigma M''_{ik})$$

Agrupando términos.

$$Q_{ik} = \frac{1}{h} (3\Sigma M'_{ik} + 3\Sigma M'_{ki} + 2\Sigma M''_{ik})$$

Planteando el equilibrio de fuerzas horizontales en  
el entrepiso r.

$$\frac{1}{h} (3\Sigma M'_{ik} + 3\Sigma M'_{ki} + 2\Sigma M''_{ik}) = -Q_r$$

$$3\Sigma M'_{ik} + 3\Sigma M'_{ki} + 2\Sigma M''_{ik} = -Q_r h$$

Dividiendo entre 2 y agrupando términos

$$\frac{3}{2} (\Sigma M'_{ik} + \Sigma M'_{ki}) + \Sigma M''_{ik} = -\frac{Q_r h}{2}$$

$$\Sigma M''_{ik} = -\frac{3}{2} \left( \frac{Q_r h}{3} + \Sigma M'_{ik} + \Sigma M'_{ki} \right)$$

A la cantidad  $Q_r h/3$  se le llama momento de entre-  
 piso, y es positiva si las fuerzas externas actúan de dere-  
 cha a izquierda ( $\bar{M}_r = Q_r h/r$ ).

Para distribuir la suma de las contribuciones por-  
 desplazamiento entre cada una de las columnas del entrepiso  
 r, podemos obtener factores semejantes a los de rotación.

La rigidez de la columna del entrepiso r es  $6EI/h^2$ ,  
 pero la cantidad  $\frac{6E}{h^2}$  es una constante, por lo que se puede-  
 afirmar que la rigidez lateral de las columnas es proporci-  
 nal a 'I'.

El factor de desplazamiento se toma como:

$$\bar{\gamma}_{ik} = - \frac{3}{2} \frac{I_{ik}}{\sum I_{ik}} \quad (\text{por entrepiso})$$

$$: M''_{ik} = \bar{\gamma}_{ik} (\bar{M}_r + \sum M'_{ik} + \sum M'_{ki}) \quad \text{----- II}$$

Se dispone ahora de (1) y (II), las cuales aplica-  
 das en forma sucesiva llevan a la solución final que se pre-  
 senta en la figura No. 48.

En las figuras 49 y 50 se representan los momentos-  
 y cortantes finales obtenidos, a partir de las supuestas --  
 fuerzas sísmicas que actuarán en la estructura en el senti-



do (X) cuando haya un movimiento sísmico.

La figura 53 representa el análisis del mismo marco, por carga vertical debido al peso propio de las trabes de rigidez, y en las figuras 54 y 55 se vaciaron los resultados obtenidos de éste análisis.

En la figura 44 se recopilan los momentos finales que actúan en el marco, debido a las fuerzas sísmicas actuando de izquierda a derecha, y a el peso propio de las trabes de rigidez.

En las figuras 45, 46, 47 y 48 se representan los diagramas de momentos y cortantes finales que actúan en la estructura, para cada tipo de carga, según se indique en la figura.

Nudo	Trabe	Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> )	Rigidez relativa I/L (cm <sup>3</sup> )	Columna	Momento de inercia I (cm <sup>4</sup> )	Rigidez relativa I/L (cm <sup>3</sup> )	suma de rigideces	Factor de Distribución (Trabe) FD = 1/2(I/L) * I/L	Factor de Distribución (Columna) FD = 1/2(I/L) * I/L
1	1-2	857,500	858	1-3	67,500	225	1,083	-0.396	-0.104
2	2-1	857,500	858	2-4	67,500	225	1,083	-0.396	-0.104
3	3-4	857,500	858	3-1	67,500	225	1,500	-0.286	-0.075
3				3-5	125,052	417			
4	4-3	857,500	858	4-2	67,500	225	1,500	-0.286	-0.075
4				4-6	125,052	417			
5	5-6	857,500	858	5-3	125,052	417	1,692	-0.254	-0.123
5				5-7	125,052	417			
6	6-5	857,500	858	6-4	125,052	417	1,692	-0.254	-0.123
6				6-8	125,052	417			
7	7-8	857,500	858	7-5	125,052	417	1,986	-0.216	-0.105
7				7-I	213,333	711			
8	8-7	857,500	858	8-6	125,052	417	1,986	-0.216	-0.105
8				8-II	213,333	711			

TABLA No. 5  
 OBTENCION DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION POR  
 SISMO.



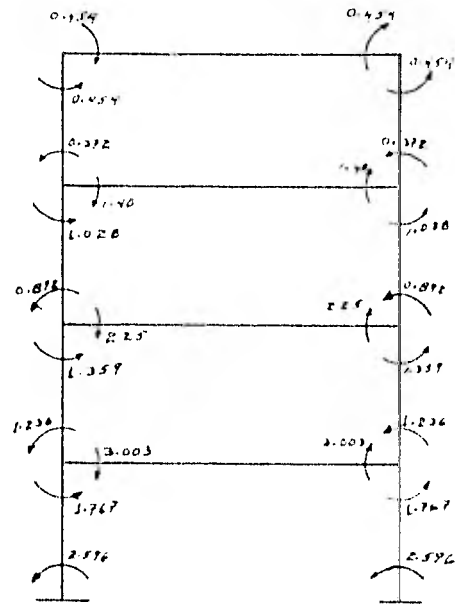


FIGURA No. 49  
MOMENTOS FINALES (SISMO) (ton/m)

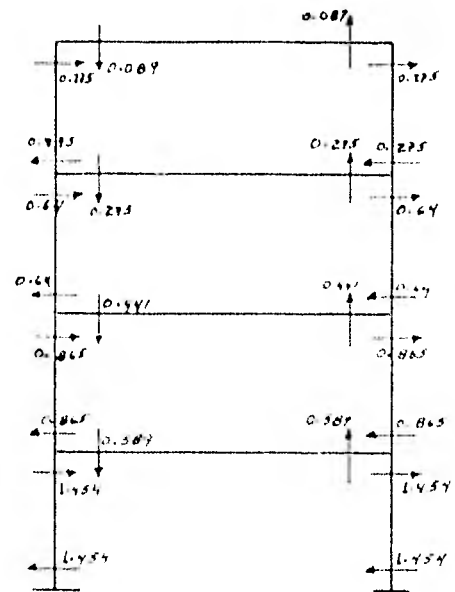


FIGURA No. 50  
CORTANTES FINALES (SISMO) (TON)

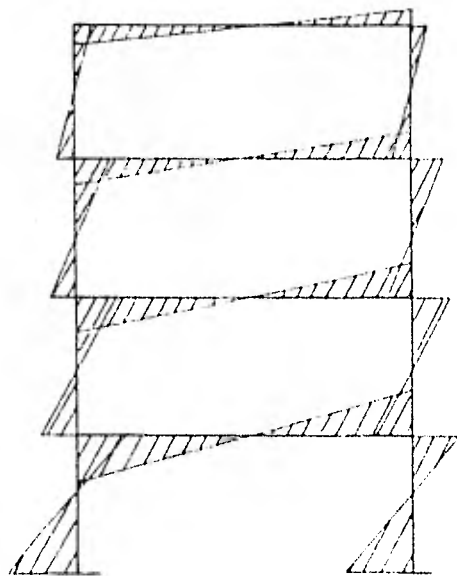


FIGURA No. 51  
DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES  
(SISMO)

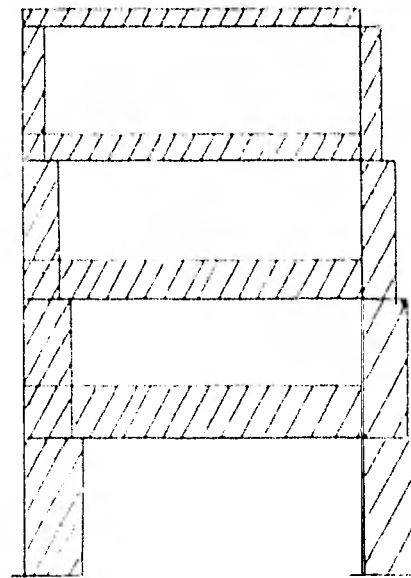
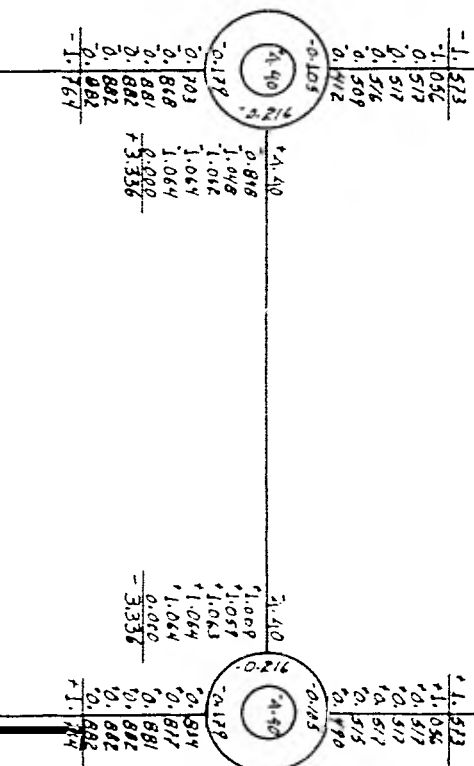
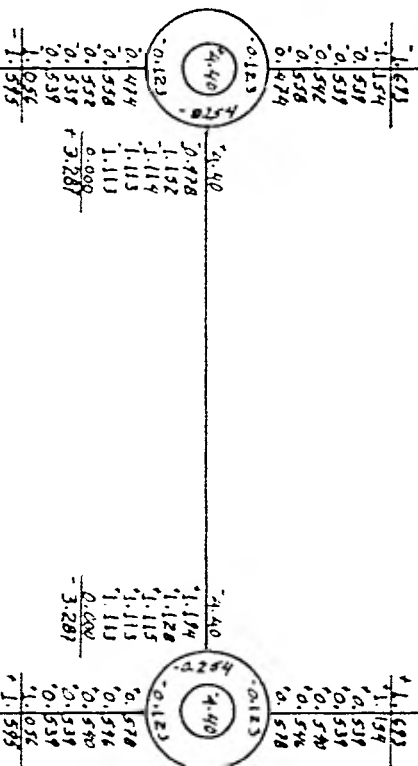
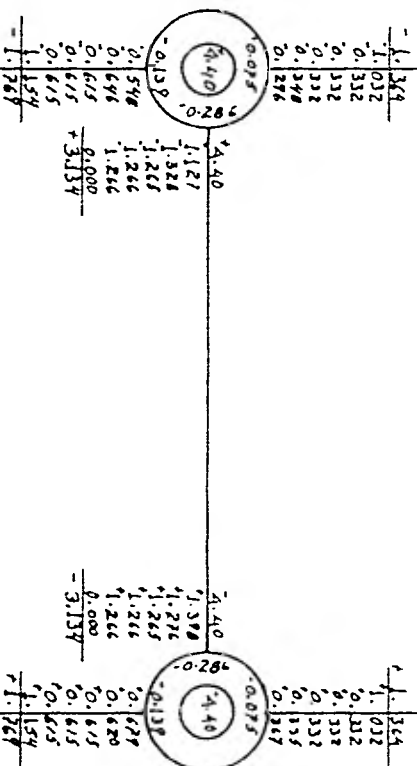
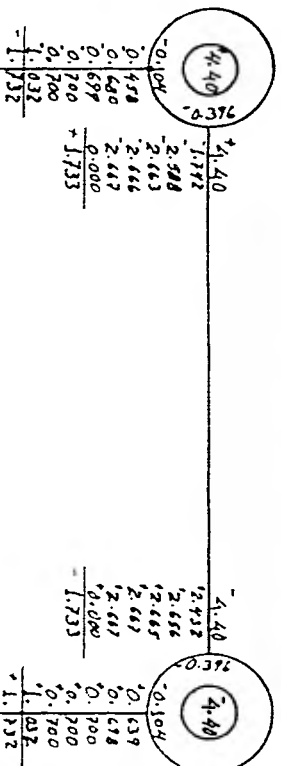


FIGURA No. 52  
DIAGRAMA DE CORTANTES FINALES  
(SISMO)



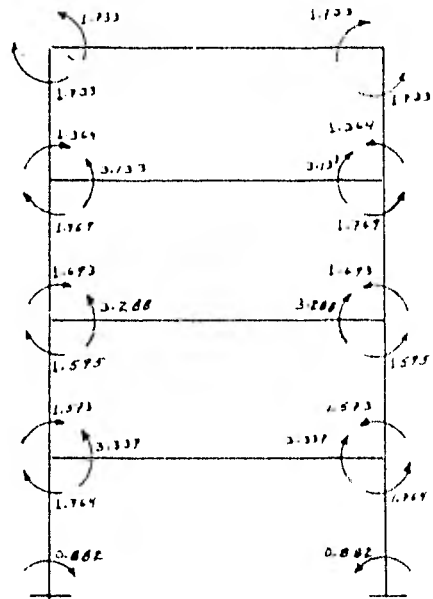


FIGURA No. 54  
MOMENTOS FINALES DEBIDO AL PESO  
PROPIO DE LAS TRABES

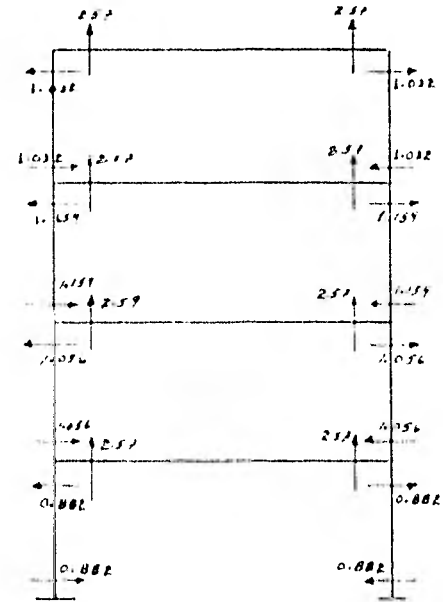


FIGURA No. 55  
CORTANTES FINALES DEBIDO  
AL PESO PROPIO DE LAS TRABES

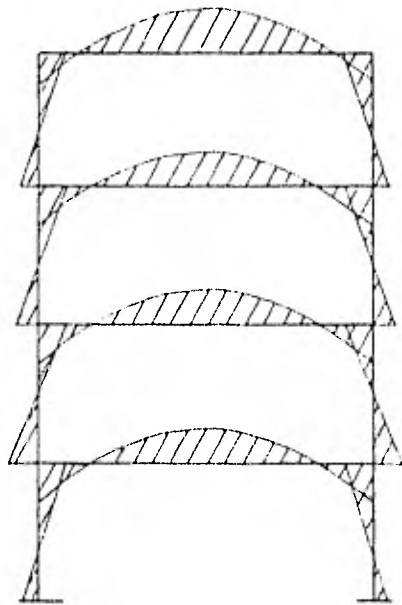


FIGURA No. 56

DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES DEBIDO AL PESO DE LAS TRABES

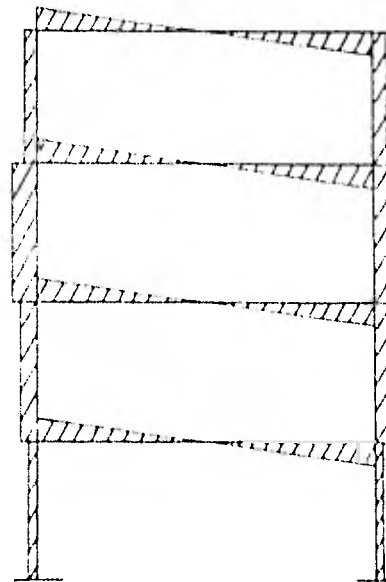


FIGURA No. 57

DIAGRAMA DE CORTANTES FINALES DEBIDO AL PESO DE LAS TRABES.



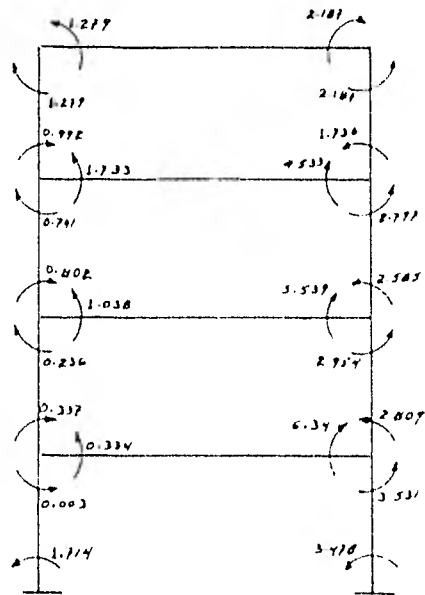


FIGURA NO. 58

MOMENTOS FINALES: SISMO + PESO TRABES (C.M.)  
 ACTUANDO EL SISMO DE IZQUIERDA A  
 DERECHA

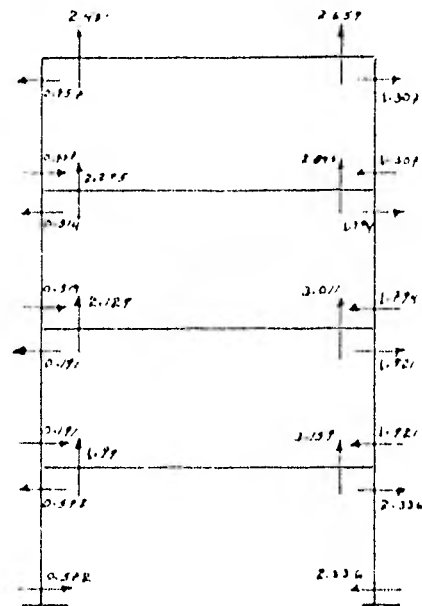


FIGURA No. 59

CORTANTES FINALES: SISMO + C.M. ACTUANDO EL  
 SISMO DE IZQUIERDA A DERECHA.

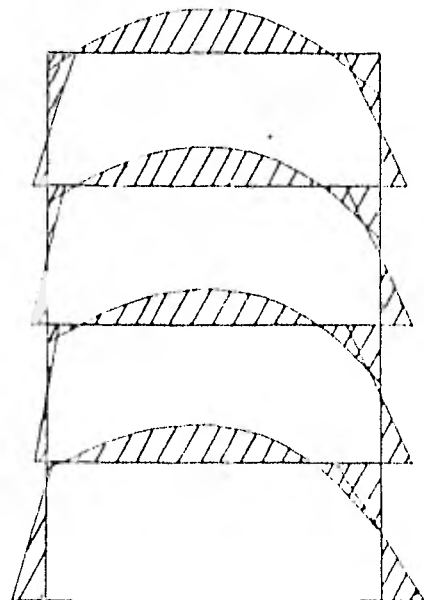


FIGURA No. 60  
DIAGRAMA DE MOMENTOS  
SISMO + PIRABES.

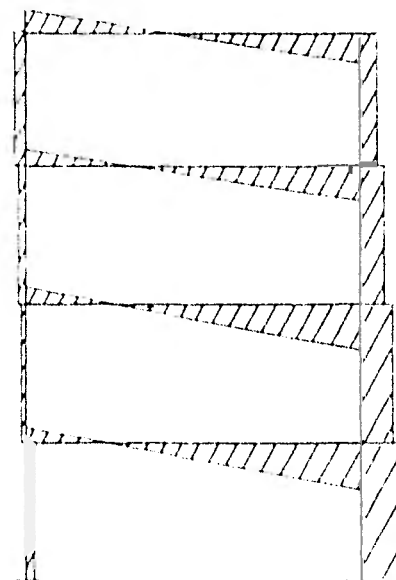
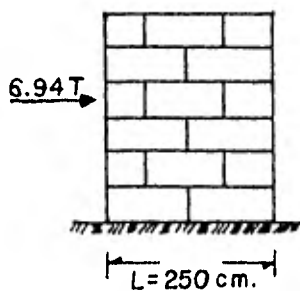


FIGURA No. 61  
DIAGRAMA DE CORTANTES  
(SISMO + C.M.)

## Revisión de muros por cargas laterales.

Se analizará el muro que se encuentre en situación-  
mas desfavorable dedibo a este tipo de carga.



CONSTANTES:

$$E=400 f_m^*$$

$$f_m^* = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V^* = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 11,776 \text{ Kg}$$

$$L = 250 \text{ cm}$$

$$t = 14 \text{ cm}$$

Fuerza cortante que actúa en el  
muro.

$$Vu=1.1 \times 6.94 \text{ ton} = 7.63 \text{ ton}$$

Fuerza cortante que resiste el-  
muro: (de acuerdo al reglamento  
de CONstrucciones en vi-  
gor D.D.F.)

$$Vr=Fr (0.5V^*At+0.3P) \leq 1.5fr V^*At$$

$$Vr=0.8(0.5 \times 3.5 \times 250 \times 14 + 0.3 \times 11,776)$$

$$Vr=0.8(6,125+3533) = 7,726 \text{ Kg.}$$

$$Vr=7.726 \text{ ton}$$

$$Vr=7.726 \text{ ton} > Vu = 7.63 \text{ ton}$$

En los muros la resistencia al corte es-  
adecuada.

## 5) REVISION DE ELEMENTOS PRECOLADOS

### DESCRIPCION

La losa de entrepiso y azotea, para el edificio en estudio, estará constituida por traves presforzadas pretensadas tipo "TT" que lleva torones de  $\emptyset = 1/2"$ . Contiene un firme armado con malla para absorber los esfuerzos que se presentan por los cambios de temperatura, este firme tiene un espesor de 5cm. es de  $F'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  y armado con electromalla 66-66.

Estos elementos estarán libremente apoyados en las traves de concreto armado en el lugar.

El concreto armado se transforma en concreto presforzado cuando se introducen, en el elemento, esfuerzos en el sentido opuesto a los producidos por las cargas de trabajo.

La aplicación de las fuerzas de presfuerzo se hace siempre después del colado del concreto, pero los tendones-

pueden ser tensados antes del colado, técnica del pretensado; o después del colado, técnica del postensado.

El pretensado se aplica a elementos unidireccionales tales como: vigas, viguetas, losas aligeradas, o nervadas, tuberías, postes, pilotes, columnas, durmientes, canales para irrigación.

El postensado, ésta técnica se utiliza para ligar y presforzar dovelas, elementos de estructuras o estructuras completas.

Fórmulas para revisión de esfuerzos bajo condiciones de servicio en vigas de concreto presforzado.

En una sección cualquiera, sometida a una fuerza "P" con una excentricidad "e", los esfuerzos en las fibras extremas pueden determinarse mediante la fórmula de la escuadría.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I} \quad \text{--- (1)}$$

$$\text{Esfuerzo en la fibra superior } f_s = \frac{P}{A} + \frac{My_1}{I}$$

$$\text{Esfuerzo en la fibra inferior } f_i = \frac{P}{A} - \frac{My_2}{I}$$

Pero como:  $M=Pe$  y sustituyendo en ----- (1)

$$F = \frac{P}{A} + \frac{Pe y}{I}$$

$$F = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{Aey}{I} \right)$$

$$\frac{I}{A} = r^2 \text{ (radio de giro de la sección)}$$

Por lo tanto la fórmula de la esquadria podrá escribirse en función del radio de giro de la sección.

$$F = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{ey}{r^2} \right)$$

Cuando, además de la fuerza " P ", existe un momento " M ", la fórmula es modificada como sigue:

$$F = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{ey}{r^2} \right) + \frac{m}{Z}$$

$$Z = \frac{I}{y} \text{ (Módulo de sección)}$$

Esta expresión general puede adaptarse a la revisión de esfuerzos en las condiciones de carga inicial y final.

CONDICION INICIAL

$$F_s = \frac{P_0}{A} \left( 1 - \frac{eY_1}{r_1^2} \right)$$

$$F_i = \frac{P_0}{A} \left( 1 + \frac{eY_2}{r_2^2} \right)$$

CONDICION FINAL

$$F_s = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{eY_1}{r_1^2} \right)$$

$$f_i^0 = \frac{P}{A} \left( 1 - \frac{ey_2}{r_2^2} \right)$$

El término  $\frac{M}{E}$  desaparece de estas últimas ecuaciones, por tratarse en nuestro caso de vigas libremente apoyadas.

Notación para las fórmulas anteriores.

$f_s, f_i$	Esfuerzos en las fibras superior e inferior
$A$	Area de la sección
$Y_1, Y_2$	Distancia del centro de gravedad de la sección a las fibras superior e inferior.
$e$	Excentricidad de la fuerza de presfuerzo
$I$	Momento de inercia de la sección
$P_0$	Fuerza inicial de presfuerzo, inmediatamente después de la transferencia y antes de las pérdidas.
$Z_1, Z_2$	Módulos de sección correspondientes a las fibras superior e inferior.
$P$	Fuerza efectiva de presfuerzo después de deducidas las pérdidas.

Sección Propuesta:

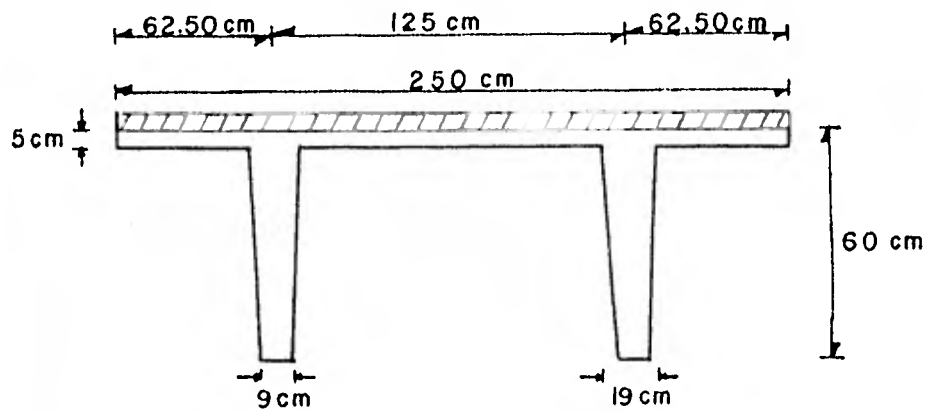


FIGURA No. 62

Acero de Presfuerzo:

4 torones en cada nervio de  $\varnothing = 1/2''$

Esfuerzo resistente del acero de presfuerzo  $f_s = 18,000 \text{ Kg/cm}^2$

Fuerza presforzante final por toron 13,650 kg.

Concreto:

Concreto presforzado:  $f'_c = 400 \text{ Kg/cm}^2$

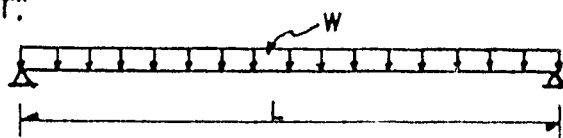
Cargas de diseño:



CARGA	Por m <sup>2</sup>	Por m.	TOTAL
peso propio de la trabe	280 Kg/m <sup>2</sup>	700 Kg/m	7,140
peso del firme	120 "	300 "	3,060
plafon+cancel+loseto vinil,	80 "	200 "	2,040
fino p/colocacion de loseta	40 "	100 "	1,020
carga viva	360 "	900 "	9,180

Tabla No. 5

Obtención del momento en el centro del claro de la trabe "TT"



$$M_c = \frac{WL^2}{8} = \frac{(10.20)^2 W}{8} = 13.005 W$$

$$M_c = 13.005 W \times 1.4 = 18.207 W$$

Las expresiones que permiten obtener los esfuerzos producidos en las fibras extremas por efectos de la sobrecargas aplicadas. Excluyendo todavía hasta este momento, la acción del presfuerzo son:

$$f_s = \frac{P}{A} + \frac{M}{Z_1} \quad ; \quad \text{como } \frac{P}{A} = 0$$

$$f_s = \frac{M}{Z_1} \quad (\text{Esfuerzo en la fibra superior})$$

$$f_i = \frac{P}{A} - \frac{M}{Z_2} \quad ; \quad \text{Como } \frac{P}{A} = 0$$

$$f_i = -\frac{M}{Z_2} \quad (\text{Esfuerzo en la fibra inferior})$$

$Z_1$  y  $Z_2$  Son los módulos de sección de la sección-simple excepto cuando se considera la acción de la carga  $v_i$  va, en que se deben considerar los módulos de la sección-compuesta.

CARACTERISTICA	s i m b o.	TRABE "T T"	
		simple(s/recubrimien)	compuesta(c/recub.)
distancia del E.N. a la fibra sup.	$y_1$	17.77	16.60
distancia del E.N. a la fibra inf.	$y_2$	43.19	49.36
peralte de la sección en estudio	$h$	60.00	65.00
superficie de la sección transversa	$A$	2,858.00	4,108.00
momento de inercia de la sección	$I_g$	931,291.00	1'291,269.00
modulo de sección superior	$Z_1$	52,408.00	77,787.00
modulo de sección inferior	$Z_2$	21,563.00	26,160.00
radio de giro de la sección/distancia del E.N. a la fibra superior	$r^2 y_1$	1.834	17.69
radio de giro de la sección/distancia del E.N. a la fibra inferior	$r^2 y_2$	7.54	7.28

TABLA No. 6

Momento flexionante y esfuerzos en la sección de estudio.

CARGA	TRABE "TT"		
	Momento	Esfzo. en fibra superi.	Esfzo. en fibra inferior
peso propio de trabe	1'274,490	$f_s = \frac{1'274,490}{52,408} = +24.32$	$f_i = \frac{1'274,490}{21,563} = -59.11$
peso del firme	546,210	$f_s = \frac{546,210}{52,408} = +10.42$	$f_i = \frac{546,210}{21,563} = -25.33$
plafon +cancel+ loseta	364,140	$f_s = \frac{364,140}{52,408} = +6.95$	$f_i = \frac{364,140}{21,563} = -16.89$
fino p/colocación loseta	182,070	$f_s = \frac{182,070}{52,408} = +3.47$	$f_i = \frac{182,070}{21,563} = -8.44$
carga viva	1'638,630	$f_s = \frac{1'638,630}{52,408} = +21.07$	$f_i = \frac{1'638,630}{21,563} = -62.44$

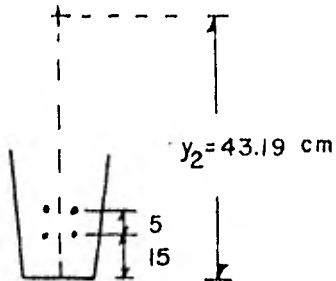
TABLA No. 7

Obtendremos ahora los esfuerzos debidos a la acción del presfuerzo en la sección en estudio, para poder hacer la superposición ordenada de todos los efectos, lo cual se ilustra muy objetivamente en forma de tabla. Tabla 7

Presfuerzo en la sección.

Los esfuerzos en las fibras extremas, debido a la acción del presfuerzo, se obtienen con la expresión:

$$f = \frac{P}{A} \left( 1 \pm \frac{eY}{r^2} \right)$$



$$e = (Y_2 - d) = (43.19 - 17.50) = 25.69$$

$$P = \frac{4 \text{ torones } \varnothing 1/2''}{\text{Nervio}} \times 2 \text{ Nervios} = 8 \text{ torones } \varnothing 1/2''$$

$$P = 8 \times 13,650 \text{ Kg} = 109,200 \text{ Kg.}$$

$$f_i = \frac{109,200}{2,858} \left( 1 + \frac{25.69}{7.54} \right) = +168.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{20 \times 2 + 15 \times 2}{4} = 17.5$$

$$f_s = \frac{109,200}{2,858} \left( 1 - \frac{25.69}{18.35} \right) = -15.31 \text{ Kg/cm}^2$$

Resumiremos en una tabla los esfuerzos producidos - por cada uno de los efectos calculados en la sección en estudio, para ver si la trabe resiste todas las condiciones - de carga.

Resumen de esfuerzos en la sección de estudio.

C A R G A	FIBRA SUPERIOR		FIBRA INFERIOR	
	Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada
peso propio de trabe	24.32	24.32	-59.11	-59.11
presfuerzo	-15.31	9.01	168.40	+109.29
peso del firme	10.42	19.43	-25.33	+83.96
plafon - cancel - loseta	6.95	26.38	-16.89	+67.07
fino p/colocacion loseta	3.47	29.85	-8.44	+58.63
carga viva	21.07	50.92	-62.64	-4.01

TABLA No. 8

En la tabla anterior vemos que bajo la condición de carga, peso propio de trabe mas presfuerzo, o sea, en la -- puesta en tensión, los esfuerzos que se presentan en las fi bras extremas son bajos, y por lo tanto, no presenta proble mas la pieza en su etapa inicial ni en condiciones de carga.

Esfuerzos permisibles del concreto.

$$\text{Tensión: } f_t \text{ perm.} = 2 \sqrt{f_c'} = 2 \sqrt{400} = 40 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Compresión: } f_c \text{ perm.} = 0.45 f_c' = 0.45 \times 400 = 180 \text{ Kg/cm}$$

Comparación de esfuerzos

Etapa inicial:

$$\text{Tensión } 15.31 \text{ Kg/cm}^2 < 40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Compresión } 168.40 \text{ Kg/cm}^2 < 180 \text{ Kg/cm}^2$$

En condiciones de carga:

$$\text{Tensión } 4.01 < 40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Compresión } 50.92 < 180 \text{ Kg/cm}^2$$

Ambos esfuerzos que actúan en la trabe quedan dentro de los valores de los esfuerzos permisibles. Luego la - sección propuesta pasa la revisión.

## DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El diseño de los diferentes elementos de la estructura se hará de acuerdo con la teoría elástica del concreto reforzado.

Se tendrá en cuenta las especificaciones del reglamento de las construcciones para el D.F. en vigor.

Los elementos que se resolverán estarán bajo los tipos de esfuerzo siguientes:

A).- Sujetos a flexión únicamente debido a la acción de cargas que actúan perpendicularmente a su eje longitudinal o por la existencia de momentos exteriores.

B).- Aquellos que se ven sujetos a compresión o tensión y flexiones.

### Trabes de concreto reforzado.

Analicemos, el comportamiento de una trabe de concreto no armado, sobre dos apoyos, solicitada en su centro por una carga de intensidad creciente Fig. 63

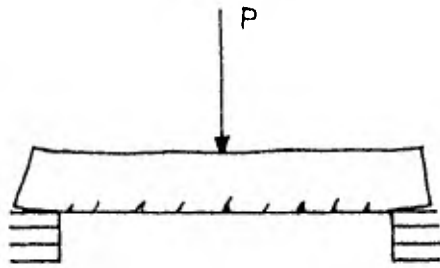


FIGURA No. 63

Bajo el peso propio y la carga, la parte inferior - de la trabe se tensiona y la parte superior se comprime, co mo el concreto es un material que resiste mal a la ten--- sión, con un pequeño valor de sobrecarga, la parte de abajo se agrieta y la trabe se rompe rápidamente.

Ahora consideremos la misma trabe, pero con barras- de acero ahogadas en la parte inferior. Fig. 64.

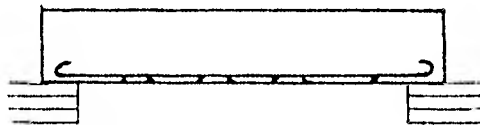


FIGURA No. 64

Con el aumento de la carga, el concreto de la zona- inferior, va de nuevo a llegar al límite de su resistencia- a la tensión pero ahora ese alargamiento y aún el mismo ---

agrietamiento no ponen en peligro la estabilidad de la trabe, ya que las barras de acero absorben dicha tensión.

La determinación de la resistencia de secciones de concreto armado de cualquier forma, sujetos a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las hipótesis del reglamento de construcciones para el D.F. las cuales enumeramos a continuación:

- a). La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana.
- b). El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- c). La deformación unitaria máxima admisible en el concreto en compresión es 0.003
- d). La distribución de esfuerzos en la zona de compresión puede considerarse como uniforme en la zona equivalente de compresión, cuya profundidad se considerará como 0.8 de la del eje neutro. - tal esfuerzo en el concreto se tomará igual a:

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad \text{si } \leq f_c^* 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c'' = (1.05 - f_c^* / 1250) f_c^* \quad \text{si } > 250 \text{ Kg/cm}^2$$



e). Se conocen las características esfuerzo-deformación del acero. El módulo de elasticidad,  $E_s$ , se toma igual a  $2 \times 10^6$  para acero de refuerzo ordinario. El diagrama de esfuerzo deformación del acero de refuerzo ordinario puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen con pendiente igual a  $E_s$ , y una recta horizontal que pasa por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia real o convencional del acero.

f). La deformación unitaria del acero es igual a la del concreto que se encuentra al mismo nivel.

Para determinar las fórmulas que han de servir de base para el diseño de trabes consideramos la fig. 64, que a la vez nos representa el significado de las hipótesis anteriores.

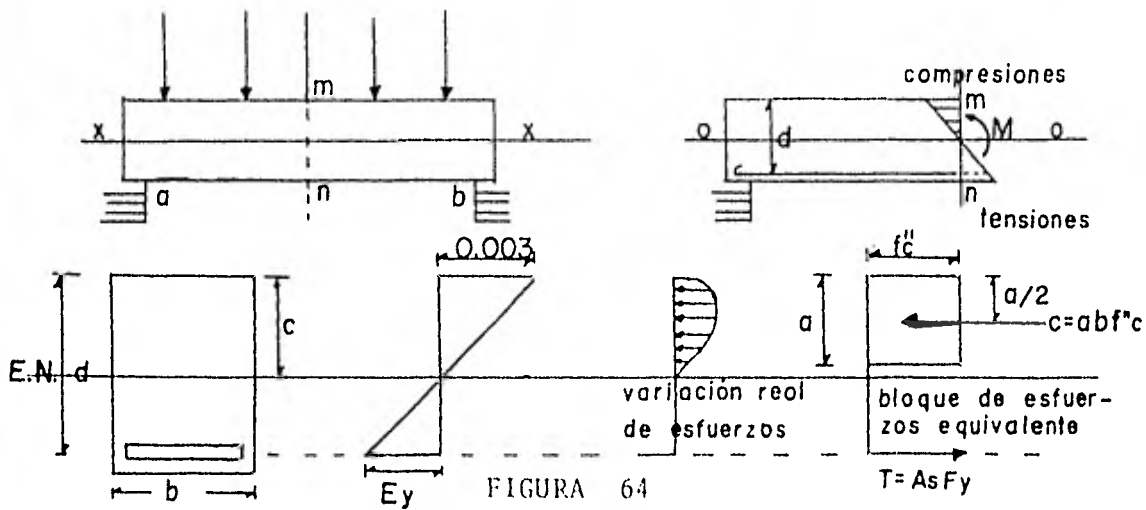


FIGURA 64

Obtención del momento resistente.

Tomando momento con respecto a la resultante de com presión.

$$\begin{aligned}
 M &= T(d - a/2) = A_s f_y (d - a/2) \\
 &= A_s f_y (d - a/2) \text{ ----- } 1
 \end{aligned}$$

Tomando momentos con respecto al acero de tensión.

$$\begin{aligned}
 M &= C (d - a/2) \\
 M &= ab f_c'' (d - a/2) \text{ ----- } 2
 \end{aligned}$$

Por equilibrio de fuerzas, se puede obtener la profundidad del bloque de esfuerzo a.

$$\begin{aligned}
 C &= T ; \quad ab f_c'' = A_s f_y \\
 a &= \frac{A_s f_y}{b f_c''} \text{ ----- } 3
 \end{aligned}$$

Sust. 3 en 2

$$M = ab f_c'' \left( d - \frac{Asf_y}{2bf_c''} \right) \text{ ----- } 4$$

Siendo  $p = \frac{As}{bd}$  ; y definiendo el índice de resistencia; q como:  $q = \frac{p f_y}{f_c''}$

resulta:

$$M = bd^2 f_c'' q (1 - 0.5 q) \text{ ----- } 5$$

La ecuación 5 proporciona la resistencia ideal a flexión de la sección considerada y deberá ser afectada por un factor de resistencia para obtener la resistencia de diseño, se tiene entonces:

$$M_r = F_R bd^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

El factor de resistencia,  $F_R$ , toma en cuenta los -- aspectos siguientes: la dispersión de los resultados experimentales en que se basa la fórmula, el grado de seguridad involucrado en cada fórmula, el tipo de falla que puede presentarse y las consecuencias de la falla. Para flexión ---  
 $F_R = 0.9$

Determinación del porcentaje balanceado.

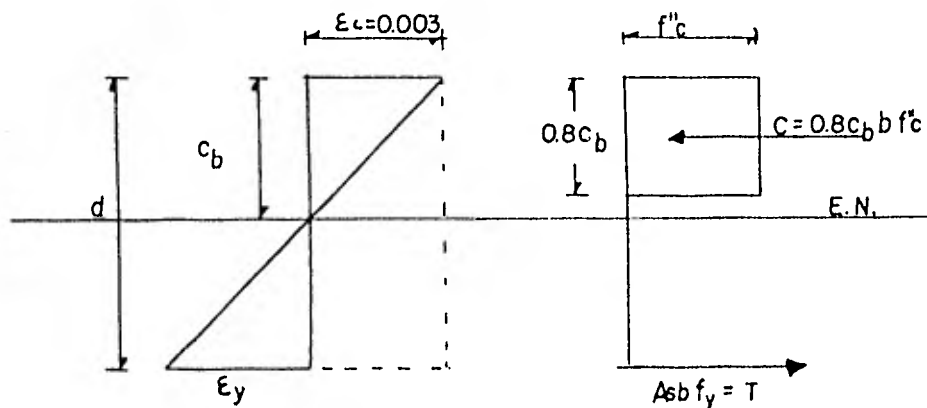


FIGURA No. 65

Del diagrama de deformaciones unitarias se puede establecer una proporcionalidad de triángulos semejantes.

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{+0.003}$$

De la ecuación de equilibrio.

$$p_b = \frac{f'_c}{y} \quad \frac{4800}{+6000} \quad T = C$$

Resistencia del concreto a fuerza cortante.

La resistencia del concreto a este tipo de esfuerzo es bastante alta. Sin embargo, la combinación de los esfuerzos cortantes horizontales y verticales produce tensiones -

en planos a  $45^\circ$  respecto al eje neutro, que provocan los --  
agrietamientos mostrados en la viga de la fig. 66

Para aumentar la resistencia de los elementos de --  
concreto, a los efectos de la fuerza cortante, estos se re-  
fuerzan en sus secciones transversales. Este tipo de re---  
fuerzo puede ser de distintos modos. El tipo de refuerzo -  
transversal de uso mas extendido es el estribo vertical. --  
Fig. 67

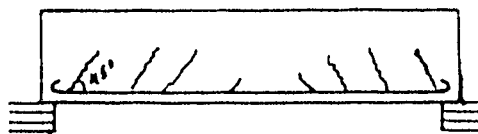


FIGURA No. 66

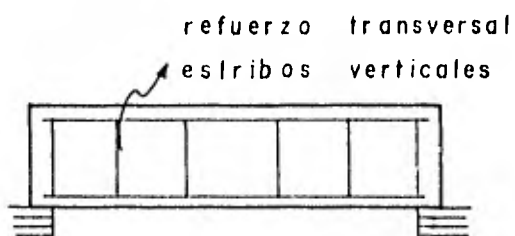


FIGURA No. 67

Aplicación del caso en estudio.

Para el diseño de las traves, es necesario conocer los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes, a que es tá sometida cada una de las secciones, por la acción de las cargas verticales y de las fuerzas sísmicas.

Ejemplo ilustrativo de la trabe de azotea.

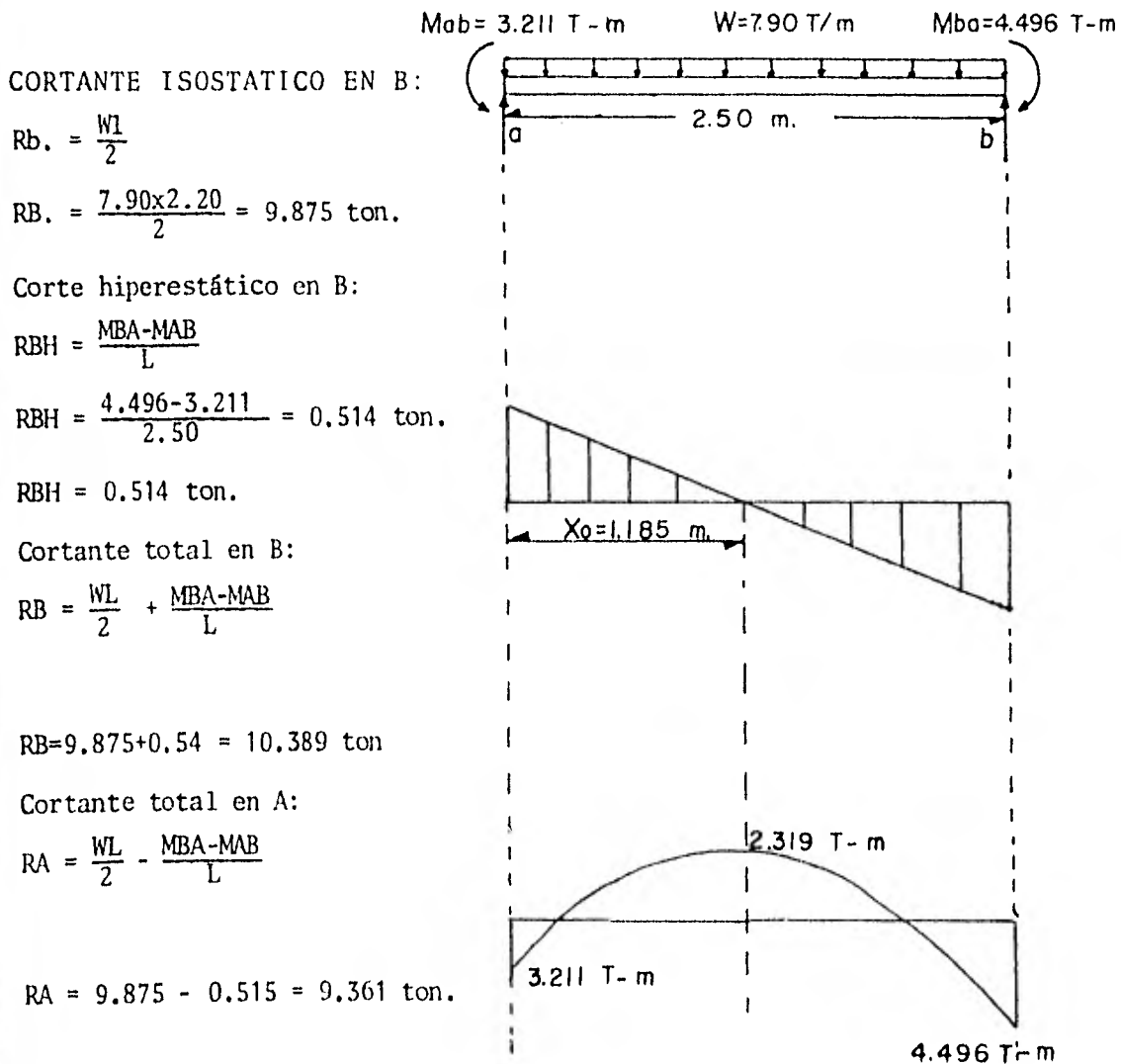


FIGURA No. 68

El cortante será nulo a la distancia

$$X_o = \frac{PA}{W} ; X_o = \frac{9.361}{7.90} = 1.185 \text{ mts.}$$

Momento estático

Momento hiperestático.

$$M = \frac{ML^2}{8} = \frac{7.90 \times (2.50)^2}{8}$$

$$MAB = 3.211 \text{ ton-m}$$

$$Mest = 6.172 \text{ ton-m}$$

$$MBA = 4.496 \text{ ton-m}$$

Obtención de la resistencia de la trabe empleando -  
las hipótesis del reglamento de construcción para el D.F.

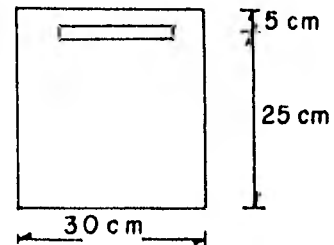
DATOS:

SECCION PROPUESTA

$$Mu(-) = 4.496 \times 1.4 = 6.294 \text{ ton-m}$$

$$Mu(-) = 3.211 \times 1.4 = 4.495$$

$$Mu(+) = 2.319 \times 1.4 = 3.246$$



RESISTENCIA NOMINAL DEL MATERIAL:

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

$$\text{A cero : } f_y = 4200 \text{ ''}$$

CONSTANTES

$$f_c^* = 0.8 f'_c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 \times 160 = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

(por ser  $f_c^* = 250 \text{ Kg/cm}^2$ )

$$p_b = \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{136}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0152$$

$$p_{\text{máx}} = 0.75 p_b = 0.75 (0.0152) = 0.0114$$

$$p_{\text{mín}} = \frac{0.7 f_c'}{f_y} = \frac{0.7 \cdot 200}{4200} = 0.00236$$

$$q = p \frac{f_y}{f_c''} = 0.0114 \frac{4200}{136} = 0.352$$

SOLUCION:

$$M_F = FR bd^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$629,400 = 0.9 (30)(25) 136 (q - 0.5q)$$

$$629,400 = 2,295,000 (q - 0.5q)$$

$$q - 2q + 0.55 = 0$$

$$q = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 2.20}}{2}$$

$$q = 0.329$$

$$q = 1.671$$

$$p = q \frac{f_c''}{f_y} = \frac{0.329 \times 136}{4200} = 0.0106$$

Revisión de la cuantía de acero:



$$P_{\text{máx}} = 0.0114$$

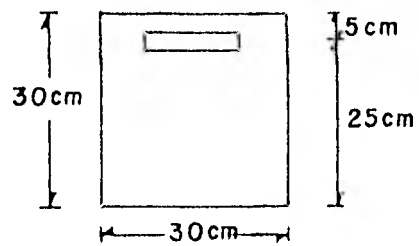
$$P_{\text{mín}} \leq P_{\text{obt}} \leq P_{\text{max}}$$

$$P_{\text{min}} = 0.00236$$

$$P_{\text{obt.}} = 0.0106$$

$$0.00236 \leq 0.0106 \leq 0.0114$$

Por lo tanto, se acepta la sección propuesta por --  
flexión.



Acero de refuerzo.

$$A_s = P_b d = (0.0106) (30) (25)$$

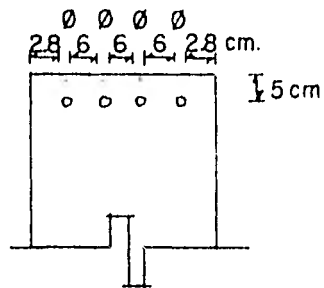
$$A_s = 7.95 \text{ cm}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

Proposición de acero:

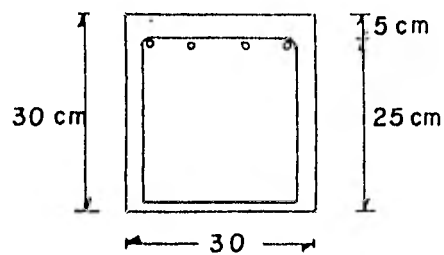
$$2 \# 6 + 2 \# 4$$

$$\phi_{\#6} = 1.9 \text{ cm.} \quad s_{\#6} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\#4} = 1.27 \text{ cm.} \quad s_{\#4} = 1.27 \text{ cm}^2$$



Sección y armado propuesto.



Revisión por cortante

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R \, b d \, (0.2 + 30P) \sqrt{f_c^*}$$

$$\text{Si } P > 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 \, F_R \, b d \sqrt{f_c^*}$$

$V_{cR}$  → cortante que toma al concreto

Tomando el área de dos varillas del # 6 que van a lo largo de toda la trabe.

$$A_s = 2.85 \, \text{cm}^2 \times 2 = 5.7 \, \text{cm}^2$$

$$P = \frac{A_s}{b d} = \frac{5.7}{30 \times 25} = 0.0076$$

$$0.0076 < 0.01 \quad \therefore$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 30 \times 25 \left[ 0.2 + (30)(0.0076) \right] \sqrt{160}$$

$$V_{CR} = 3.248 \text{ ton.}$$

Cortante que actúa en la trabe debido a las cargas.

$$V = 9.34 \times 1.4 = 13.104 \text{ ton}$$

$$V = 10.39 \times 1.4 = 14.546 \text{ ton}$$

Cortante que actúa a una distancia "d" del paño de apoyo

$$V_u = 9.091 \text{ ton}$$

$$V_u = 7.64 \text{ ton.}$$

Cortante de diseño:

$$V_u - V_{CR} = 9.091 - 3.248 = 5.843 \text{ ton}$$

$$V_u - V_{CR} = 7.64 - 3.248 = 4.392 \text{ ton}$$

Separación de estribos:

$$\emptyset = 1/4" : O_s \#_2 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{FR \text{ as } f_y d}{V_u - V_{CR}} \quad (\text{estribos verticales})$$

$$S_1 = \frac{(0.8)(0.32)(4200)(25)}{5.843} = 5 \text{ cm.}$$

$$S_2 = \frac{(0.8)(0.32)(4200)(25)}{4.392} = 6 \text{ cm.}$$

Diseño de columnas.

El método empleado, esta basado en el análisis --- elástico de elementos esbeltos sujetos a carga axial y flección y es el que propone el reglamento de construcción para el D.F.

Este método recibe el nombre de momento complementario.

En esencia, el procedimiento de este análisis sim-- plificado, se basa en las ideas siguientes:

En una viga-columna sujeta a carga axial,  $P \ll P_c$ , y a un momento flexionante constante,  $M_o$ , la **flecha** en un punto se tiene aproximadamente con la expresión.

$$Y = Y_o \left[ \frac{1}{1 - P/P_c} \right]$$

Donde  $Y_o$  es la flecha que habría si no actuara la - carga "P" el momento flexionante es:

$$M = M_o + P Y_o \left[ \frac{1}{1 - P/P_c} \right]$$

Expresión que, con algunas simplificaciones, se ---

transforma en:

$$M = \frac{1}{1 - P/P_0} M_0.$$

Fórmulas utilizadas y conceptos que aparecen en la tabla No. 10

$$M_C = \frac{C_m}{1 - P_u/P_c} M_2$$

El coeficiente de  $M_2$  en la anterior ecuación es el factor de amplificación.

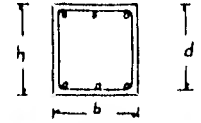
El coeficiente  $C_m$  es un factor correctivo que hace equivalente el diagrama de momentos flexionantes del elemento al diagrama de un elemento con momentos iguales en ambos extremos, y se valúa de la siguiente manera.

Para elementos sin posibilidad de desplazamiento lateral relativo:

$$C_m = 0.6 + 0.4 (M^2 / M_2)$$

Para elementos con posibilidad de desplazamiento lateral relativo

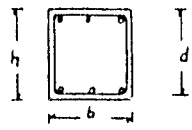
$$C_m = 1$$



$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
Column	Piso	Peso columna (kg)	Momento en la base (kg-cm)	Momento en la base (kg-cm)	Momento en la base (kg-cm)	Momento en la base (kg-cm)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d/h	Sección rectangular	Sección rectangular	Sección rectangular	Sección rectangular	Sección rectangular	Sección rectangular	U	Sección rectangular	Sección rectangular	Sección rectangular	M <sub>u</sub> Fact. (kg-cm)	M <sub>u</sub> Fact. (kg-cm)	M <sub>u</sub> Fact. (kg-cm)	M <sub>u</sub> Fact. (kg-cm)	M <sub>u</sub> Fact. (kg-cm)	M <sub>u</sub> Fact. (kg-cm)	M <sub>u</sub> Fact. (kg-cm)	M <sub>u</sub> Fact. (kg-cm)
A	4°	1,800	173,300	45,400	242,620	249,570	30	30	25	0.80	30x30	265	900	29	158,114	67,500	0.70	25x10	299,911	1.034	258,819	0.064	0.08	0.10	0.004	0.0097	0.08	14
	3°	24,686	176,900	102,800	247,660	307,670	35	35	30	0.85	35x35	285	1050	27	158,114	125,052	0.60	47x10	574,528	1.081	323,631	0.052	0.14	0.30	0.012	0.0097	0.08	15
	2°	39,587	159,500	135,700	223,300	324,740	35	35	30	0.85	35x35	304	1050	29	158,114	125,052	0.50	52x10	478,642	1.07	359,185	0.057	0.22	0.53	0.021	0.0097	0.08	26
	1°	54,870	88,200	257,600	123,480	382,580	40	40	35	0.90	40x40	270	1200	23	158,114	213,333	0.23	107x10	1,242,942	1.045	397,776	0.040	0.24	0.60	0.024	0.0097	0.08	38
B	4°	11,413	12,727	0.00	18,100	14,222	30	30	25	0.80	30x30	-	900	-	158,114	67,500	-	-	-	1	18,100	0.105	0.09	0.22	0.010	0.0097	0.08	14
	3°	32,455	11,857	0.00	16,600	13,043	35	35	30	0.85	35x35	-	1050	-	158,114	125,052	-	-	-	1	16,600	0.083	0.18	0.47	0.02	0.0097	0.08	25
	2°	53,446	8,286	0.00	11,160	9,115	35	35	30	0.85	35x35	-	1050	-	158,114	125,052	-	-	-	1	11,160	0.082	0.30	0.80	0.03	0.0097	0.08	37
	1°	74,816	47,571	0.00	66,600	52,328	40	40	35	0.90	40x40	-	1200	-	158,114	213,333	-	-	-	1	66,600	0.087	0.32	0.77	0.03	0.0097	0.08	48
C	4°	15,061	173,300	45,400	242,620	249,570	30	30	25	0.80	30x30	265	900	27	158,114	67,500	0.70	25x10	299,911	1.033	253,320	0.065	0.12	0.24	0.010	0.0097	0.08	9
	3°	39,651	176,900	102,800	247,660	307,670	35	35	30	0.85	35x35	285	1050	27	158,114	125,052	0.60	47x10	574,528	1.084	333,541	0.054	0.22	0.52	0.021	0.0097	0.08	20
	2°	64,240	159,500	135,700	223,300	324,740	35	35	30	0.85	35x35	304	1050	29	158,114	125,052	0.50	52x10	478,642	1.155	375,306	0.060	0.36	0.95	0.040	0.0097	0.08	48
	1°	89,208	88,200	257,600	123,480	382,580	40	40	35	0.90	40x40	270	1200	23	158,114	213,333	0.23	107x10	1,242,942	1.076	411,671	0.045	0.40	0.93	0.037	0.0097	0.08	57

Tabla N.º 9



$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
Numero (cm)	Numero (cm)	b (cm)	h (cm)	d (h-s) (cm)	d/h	Section	H Longi	radio de giro (cm)	H/S	Area	S	U	Area	Area	Area	Area	Area	Area	Area	Area	Area	Area	Area	Area
2,620	248,570	30	30	25	0.80	30x30	2.65	9.00	29	158,114	67,500	0.70	254x10 <sup>8</sup>	297,767	1.034	252,817	0.064	2.08	0.10	0.004	0.0097	0.08	4	68-36°
2,660	307,670	35	35	30	0.85	35x35	2.85	10.50	27	158,114	125,052	0.60	494x10 <sup>8</sup>	544,528	1.051	323,631	0.058	0.14	0.30	0.012	0.0097	0.08	15	80-58°
3,300	324,740	35	35	30	0.85	35x35	3.04	10.50	29	158,114	125,052	0.50	520x10 <sup>8</sup>	470,642	1.09	359,183	0.057	0.22	0.53	0.021	0.0097	0.08	26	48-34°
3,480	382,580	40	40	35	0.90	40x40	2.70	12.00	23	158,114	213,333	0.23	1,076x10 <sup>8</sup>	1,262,940	1.045	377,776	0.040	0.24	0.60	0.024	0.0097	0.08	38	88-1°
1,100	14,222	30	30	25	0.80	30x30	-	9.00	-	158,114	67,500	-	-	-	1	18,110	0.005	0.09	0.22	0.010	0.0097	0.08	9	28-38°
1,600	13,043	35	35	30	0.85	35x35	-	10.50	-	158,114	125,052	-	-	-	1	16,600	0.003	0.18	0.47	0.02	0.0097	0.08	25	48-34°
1,600	9,115	35	35	30	0.85	35x35	-	10.50	-	158,114	125,052	-	-	-	1	11,160	0.002	0.30	0.80	0.03	0.0097	0.08	37	88-1°
1,600	52,328	40	40	35	0.90	40x40	-	12.00	-	158,114	213,333	-	-	-	1	46,600	0.007	0.32	0.77	0.03	0.0097	0.08	48	48-17°
2,620	248,570	30	30	25	0.80	30x30	2.65	9.00	29	158,114	67,500	0.70	254x10 <sup>8</sup>	297,767	1.033	253,320	0.065	0.12	0.24	0.010	0.0097	0.08	9	68-36°
2,660	307,670	35	35	30	0.85	35x35	2.85	10.50	27	158,114	125,052	0.60	494x10 <sup>8</sup>	544,528	1.084	333,541	0.054	0.22	0.52	0.021	0.0097	0.08	26	48-34°
3,300	324,740	35	35	30	0.85	35x35	3.04	10.50	29	158,114	125,052	0.50	520x10 <sup>8</sup>	470,642	1.155	375,306	0.060	0.36	0.95	0.040	0.0097	0.08	19	48-14°
3,480	382,580	40	40	35	0.90	40x40	2.70	12.00	23	158,114	213,333	0.23	1,076x10 <sup>8</sup>	1,262,940	1.076	471,671	0.045	0.40	0.93	0.031	0.0097	0.08	59	28-38°

Tabla N.9

SECCIONES Y REFUERZOS DE COLUMNAS

NIVEL	SECCION			ARMADO		
	EJE A	EJE B	EJE C	EJE A	EJE B	EJE C
4	30x30	30x30	30x30	6 $\phi$ -3/8" Anillos 1/4" @ 13 cm.	6 $\phi$ 1/2 + 2 $\phi$ -7/8 Anillos 1/4" @ 13 cm.	6 $\phi$ -1/2 + 2 $\phi$ -7/8 Anillos 1/4" @ 13 cm.
3	35x35	35x35	35x35	8 $\phi$ -5/8" Anillos 1/4" @ 20 cm.	4 $\phi$ -7/4 + 4 $\phi$ -7/8 Anillos 1/4" @ 25 cm.	4 $\phi$ -7/4 + 4 $\phi$ -7/8 Anillos 1/4" @ 25 cm.
2	35x35	35x35	35x35	4 $\phi$ -7/4 + 4 $\phi$ -7/8 Anillos 1/4" @ 25 cm.	8 $\phi$ -1" Anillos 1/4" @ 30 cm.	4 $\phi$ -1 1/2 + 2 $\phi$ -5/8 Anillos 1/4" @ 20 cm.
1	40x40	40x40	40x40	8 $\phi$ -1" Anillos 1/4" @ 30 cm.	4 $\phi$ -1 1/2 + 2 $\phi$ -5/8 Anillos 1/4" @ 20 cm.	4 $\phi$ -1 1/2 + 2 $\phi$ -7/8 + 2 $\phi$ -5/8. Ani- llos 1/4 @ 30 cm.

TABLA No. 10



Los momentos  $M_1$  y  $M_2$  son los momentos flexionantes en los extremos del elemento, siendo  $M_2$  el momento numéricamente mayor.

$P_c$  es la carga crítica de pandeo o carga crítica de euler de elementos de comportamiento lineal y se obtiene de:

$$P_c = \frac{P_R \cdot EI}{(H')^2}$$

$EI$  es una rigidez modificada y se obtiene como: ---

$$EI = \frac{0.4 \cdot E_c I_g}{(1+u)}$$

$E_c$  Módulo de elasticidad de concreto.

$I_g$  el menor momento de inercia de la sección transversal, de la sección bruta del concreto.

$H'$  Longitud efectiva de pandeo.

$P_u$  Carga última que actúa en la columna debido a las cargas.  $1/1+u$  toma en cuenta el efecto de las deformaciones diferidas debidas al flujo plástico del material.

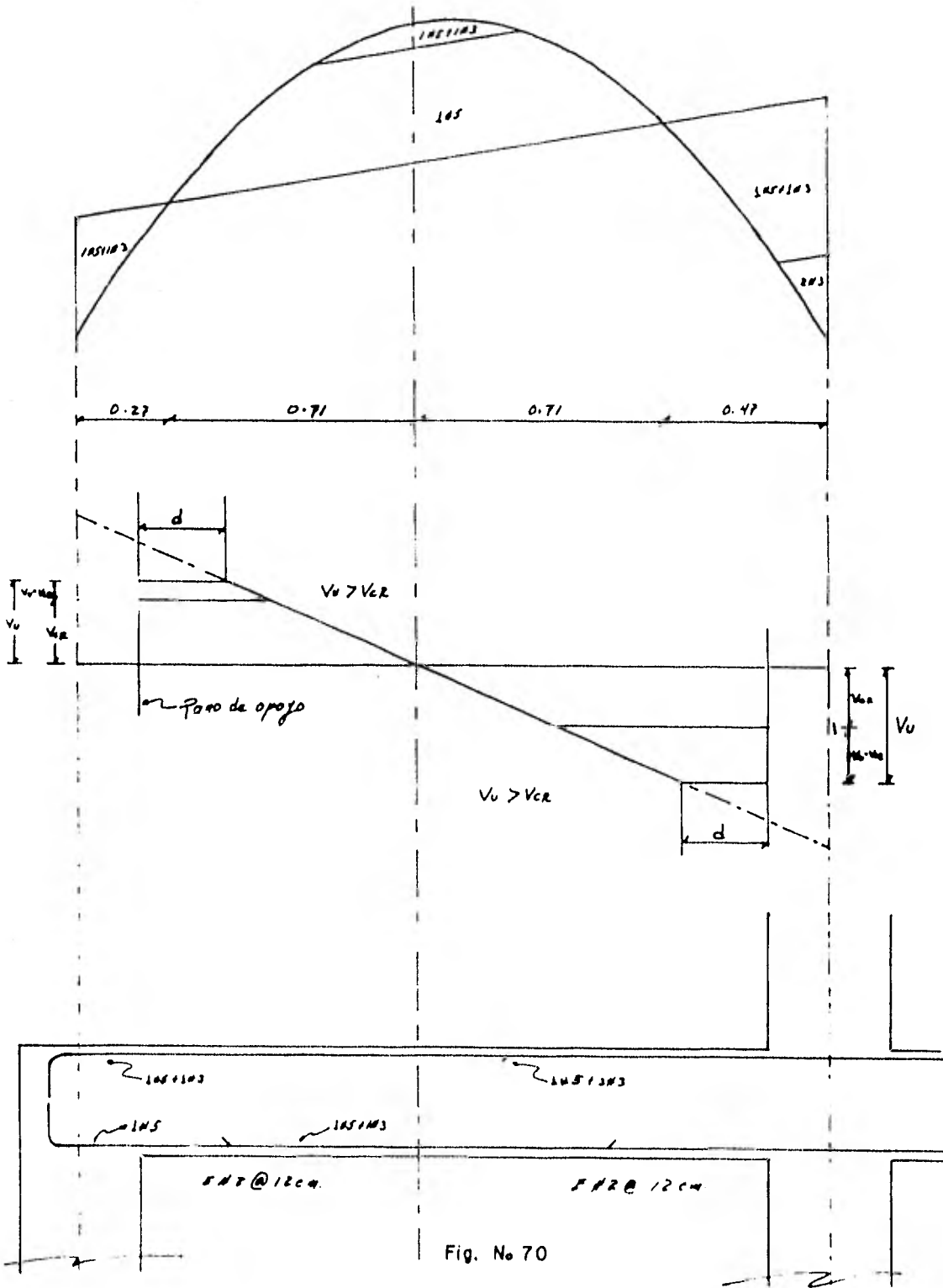


Fig. No 70

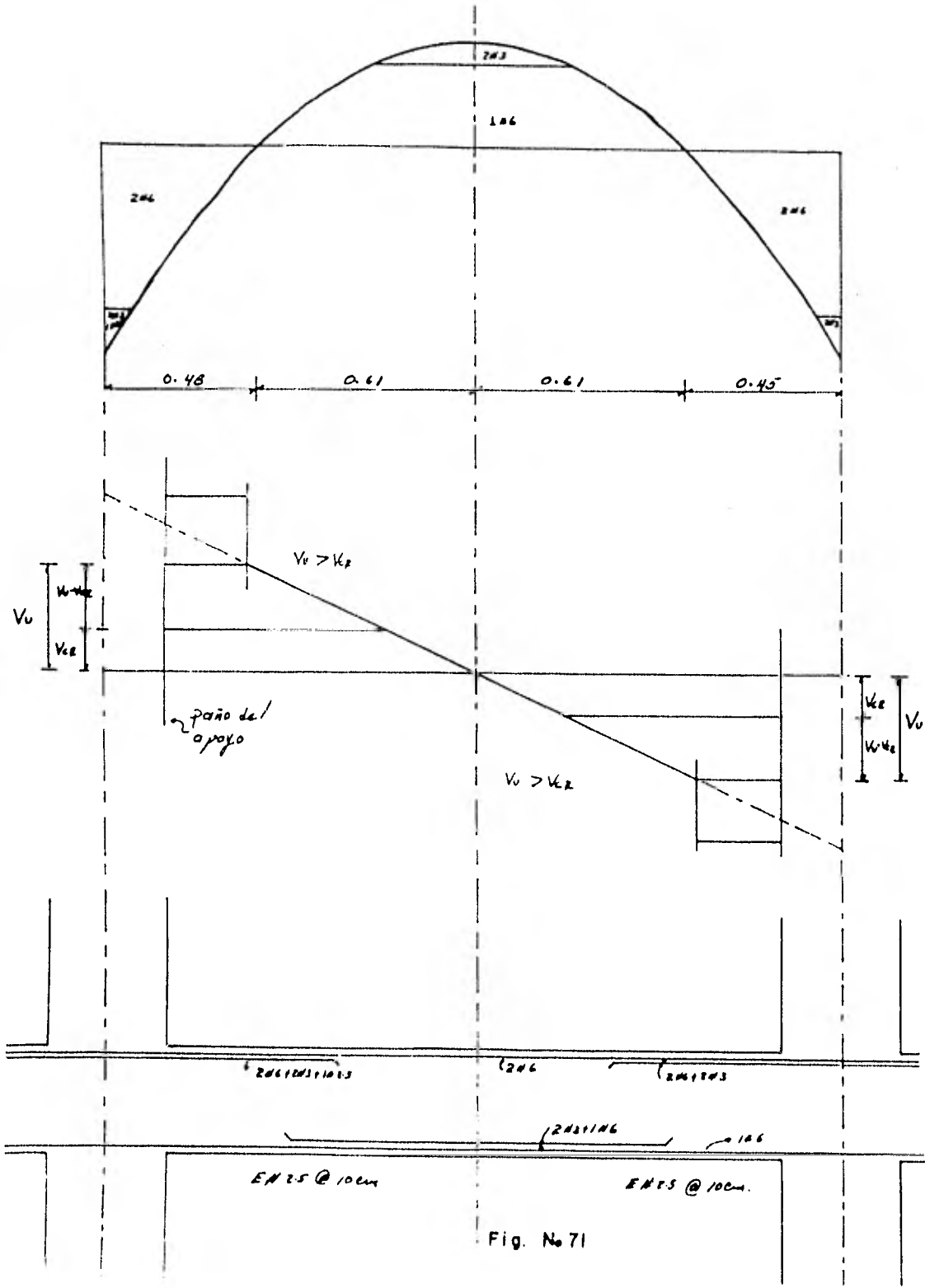


Fig. No 71

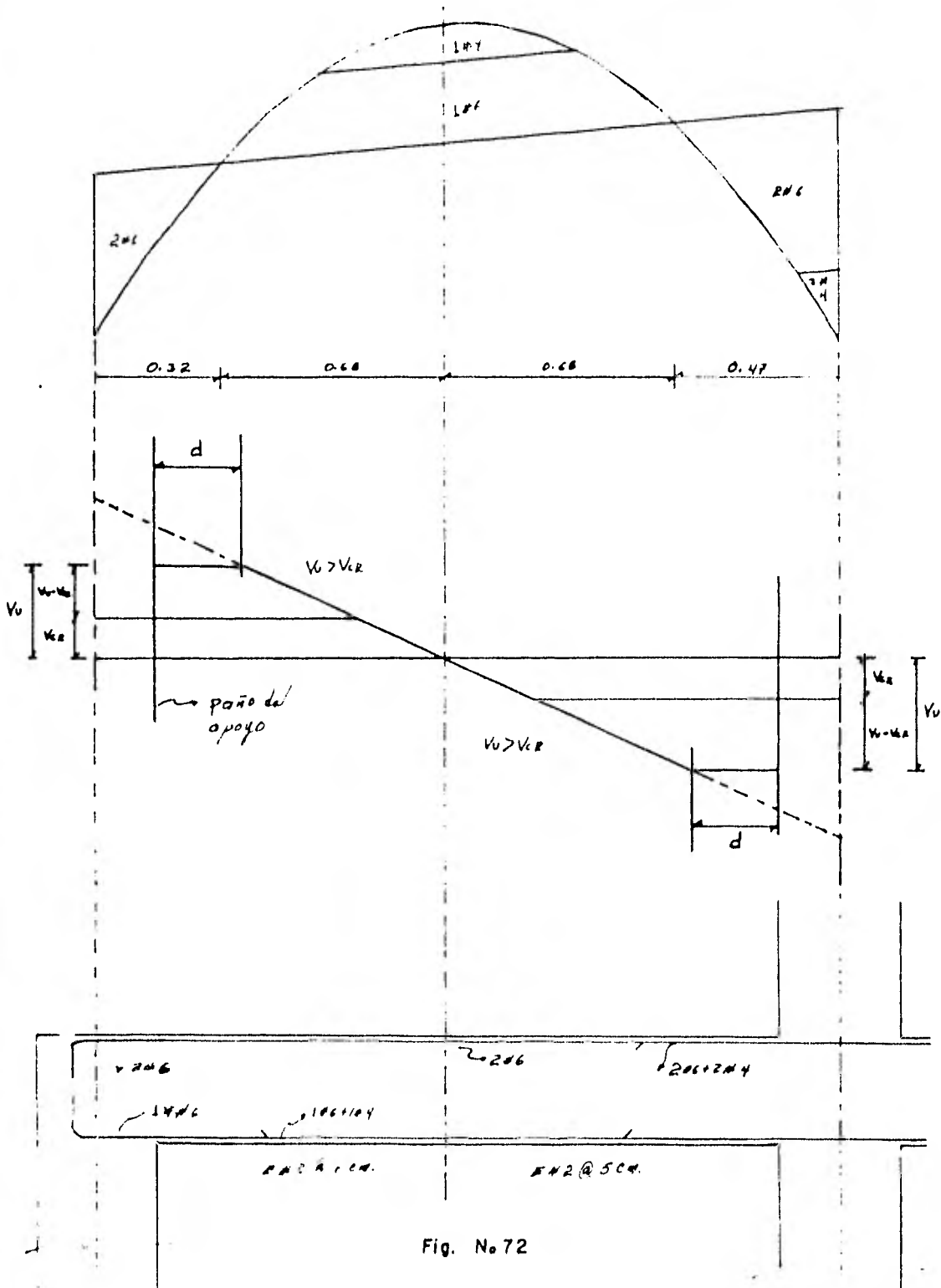


Fig. No 72

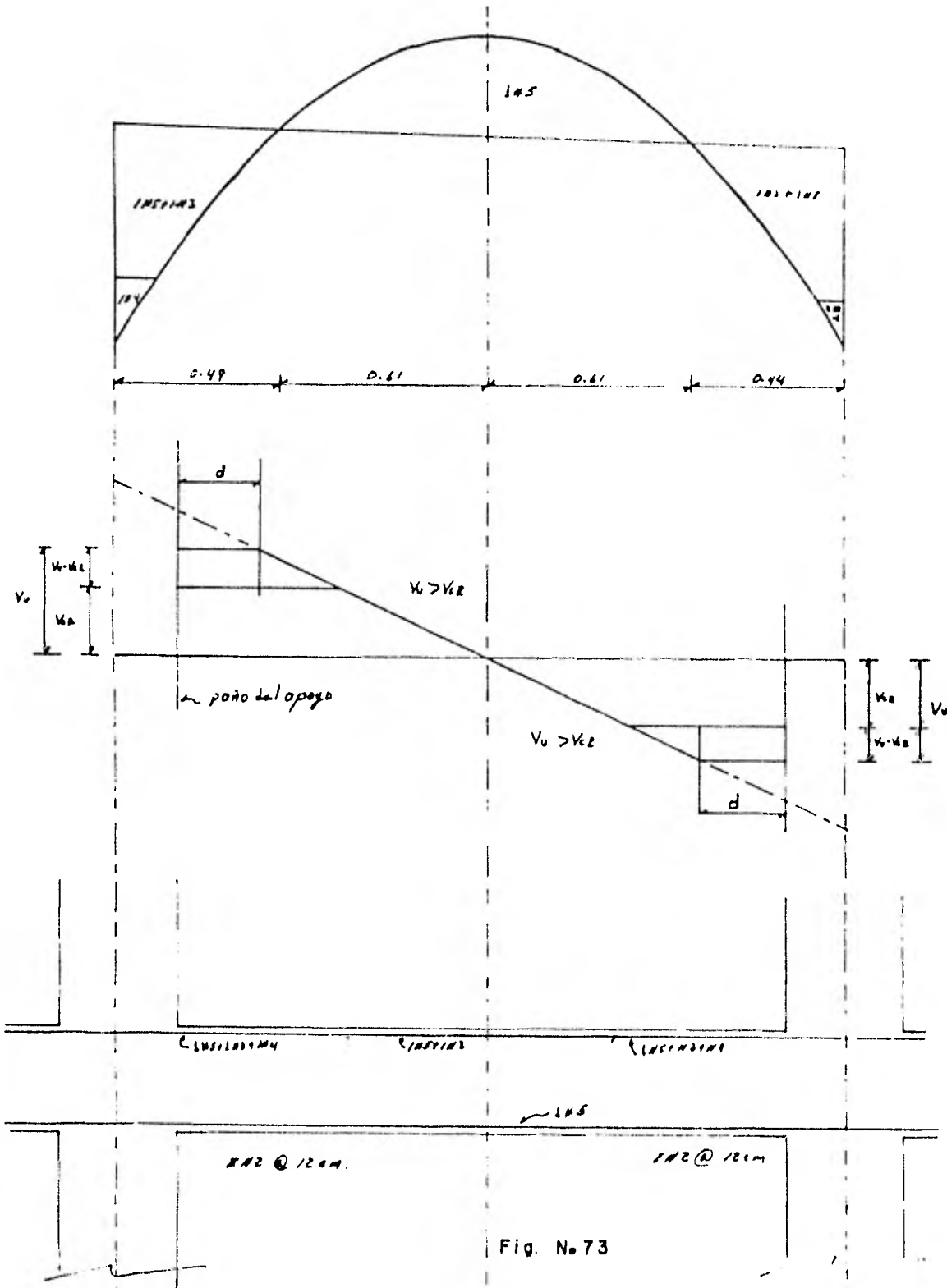


Fig. No 73

$$M_U = 6.75 \text{ TON-M}$$

$$M_R = 7.00 \text{ TON-M}$$

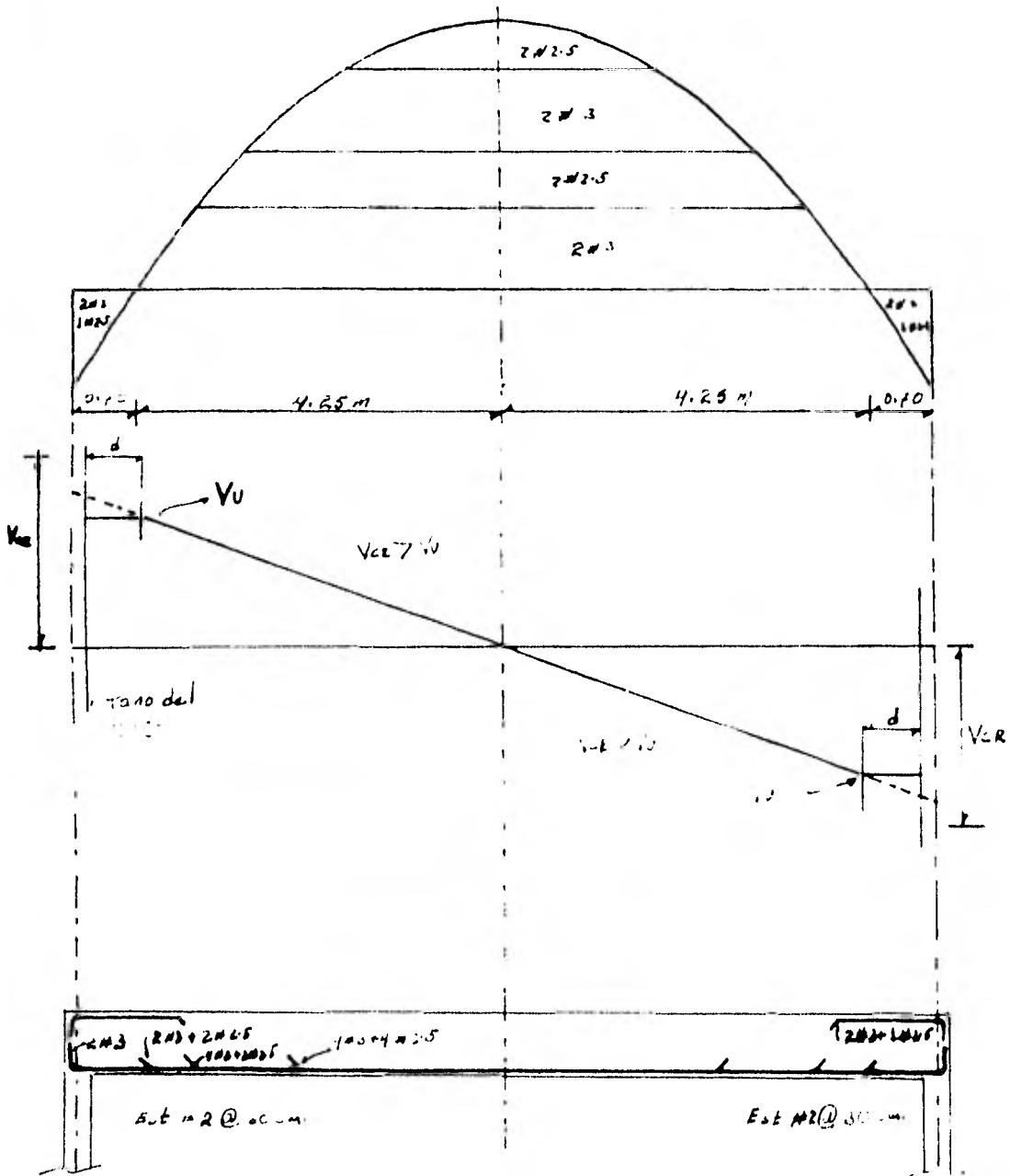
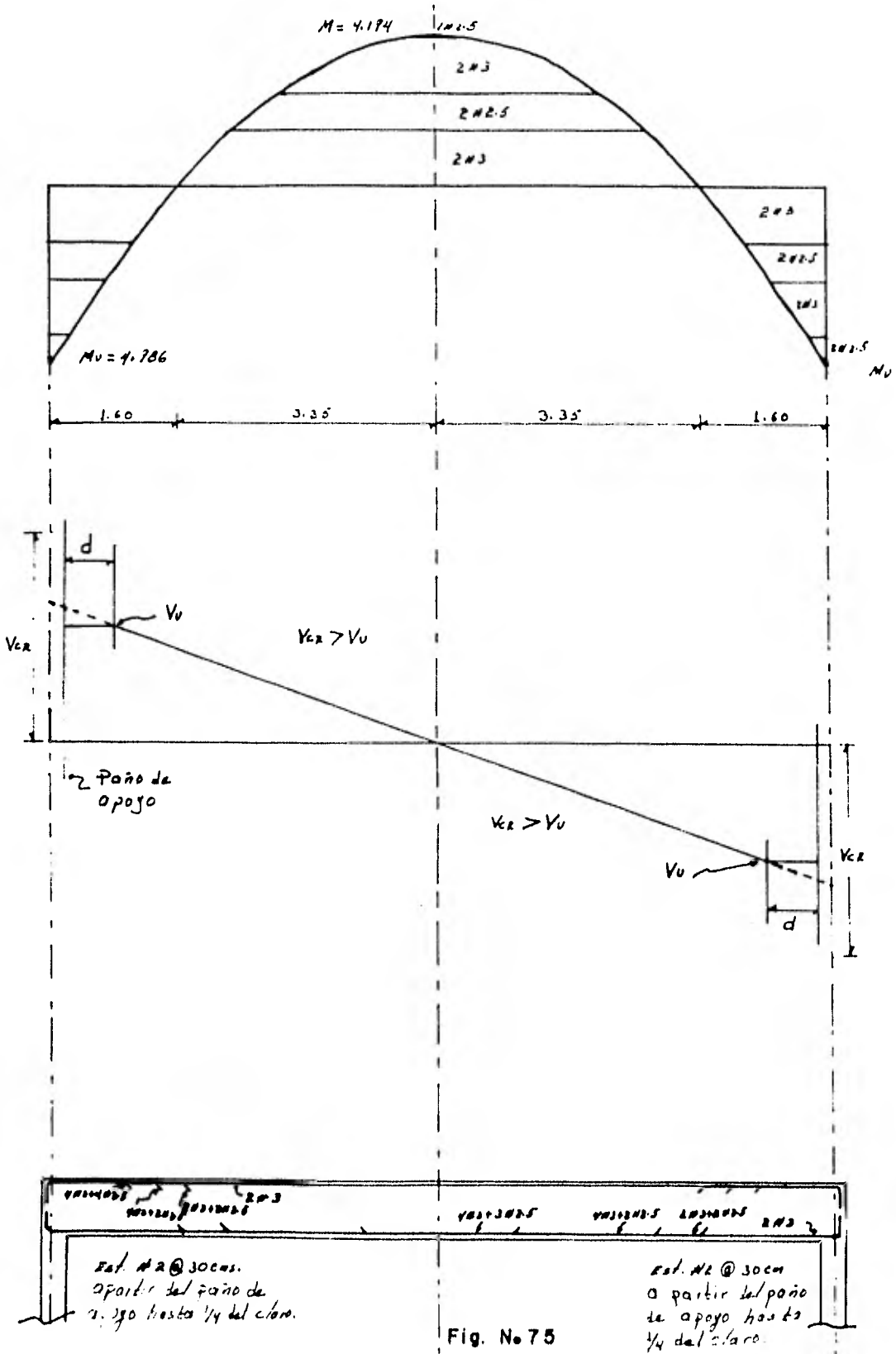


Fig. No 74



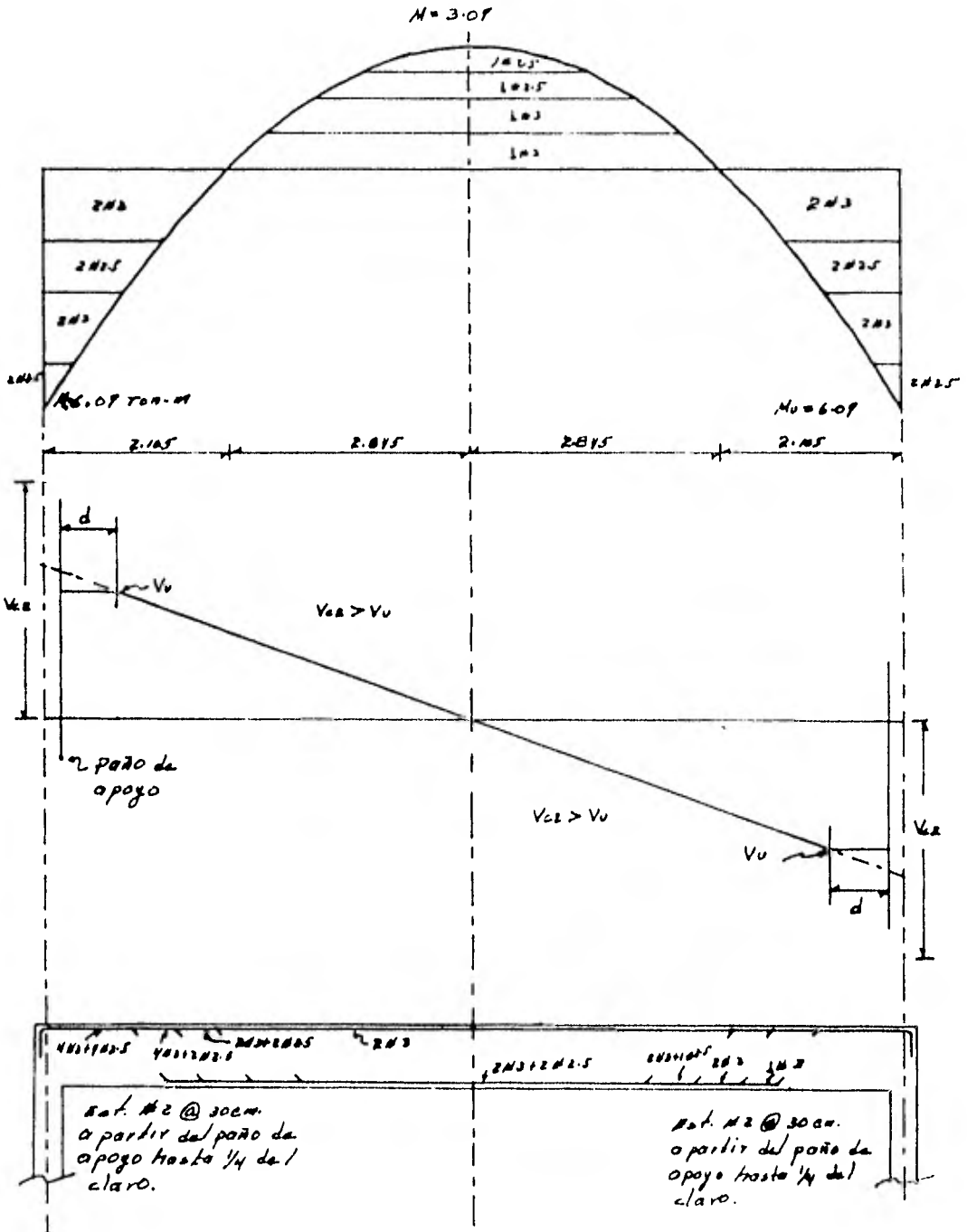


Fig. No 76



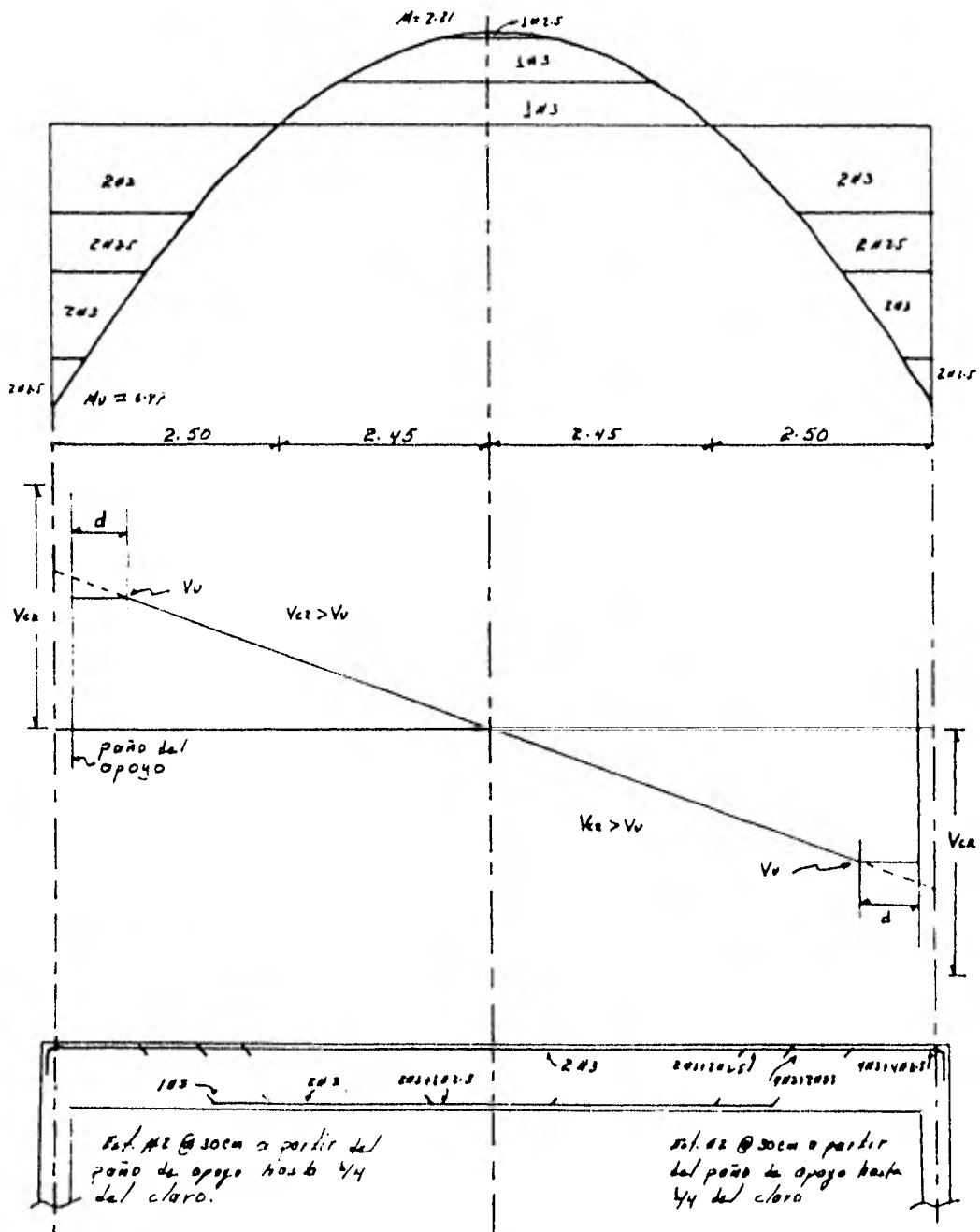


Fig. No 77

## CIMENTACION

Descripción del proyecto y del predio.

Se proyecta construir un edificio, para oficinas, - que constará de sótano y tres plantas. El nivel de piso -- del sótano con respecto al nivel del terreno actual, será - de -1.00 m.

El edificio, según el proyecto, es de forma rectan- gular y sus dimensiones en planta de 10.20 x 20m.

Estructuralmente el edificio se resolvió a base de losas prefabricadas, marcos de concreto reforzado colados - en el lugar y muros de rigidez, las columnas estarán espa-- ciadas del orden de 2.50 m. en un sentido y 10.20m en la di- rección normal.

Cargas sobre el suelo.

Cuando se aplica una carga al terreno, este se com- prime en mayor o menor grado, según sea la intensidad de -- las cargas aplicadas, la magnitud del área cargada, la natu- raleza del terreno, etc.

Debido al peso de la estructura, el terreno sobre el que se apoyará el edificio, estará sometido a una determinada presión, cuyo valor dependerá de dicho peso. En cualquier caso, esta presión deberá ser menor que la que se conoce como resistencia del terreno o resistencia permisible del terreno.

De acuerdo al lugar en que estará ubicado el edificio en estudio, consideramos una resistencia del terreno de 15 ton/M<sup>2</sup>, ya afectada por el factor de resistencia.

Para un determinado peso del edificio, la presión sobre el terreno dependerá de la magnitud del área de la base de cimentación, la cual puede hacerse variar hasta que dicha presión caiga dentro de los límites permisibles.

Tipos de cimentaciones.

Los tipos de cimentación para cualquier tipo de estructura se pueden clasificar en superficiales y profundas.

Las cimentaciones profundas se utilizan generalmente cuando la estructura tiene un peso muy grande, debido a su tamaño, y las condiciones del suelo son muy desfavorables.

El edificio en estudio, debido a las condiciones que

que se presentan, su cimentación cae dentro del tipo superficial.

Cimentaciones superficiales.

Zapatas aisladas.

Las zapatas aisladas se emplean como elementos de cimentación bajo columnas, cuando el peso que transmite cada columna le corresponde un área de cimentación adecuada.

Zapatas contínuas.

Las zapatas contínuas se utilizan cuando las capas superficiales del terreno son resistentes y de baja compresibilidad, para las cargas que la estructura les transmitirá. Estas zapatas pueden disponerse en un sentido o en ---ambos, de acuerdo a la intensidad de las cargas aplicadas.

Losas de cimentación

En este caso el área total sobre la que se encuentra descansando el edificio es aprovechada para transmitir las cargas al terreno y así reducir la presión de contacto.

Obtención del tipo de cimentación superficial para el edificio.

Primera alternativa: Zapata aislada.

Capacidad de carga del suelo: 15 ton/m<sup>2</sup>

Carga que descarga por columna a nivel de desplante: Q. Area de la zapata: A<sub>z</sub>

F.C = 1.4

De los conceptos anteriores tenemos:

$$\frac{Q (F.C)}{A_z} \leq 15 \text{ Ton/m}^2$$

$$A_z = \frac{Q \times 1.4}{15}$$

En la figura se concentran las cargas que bajan por cada columna a nivel de desplante.

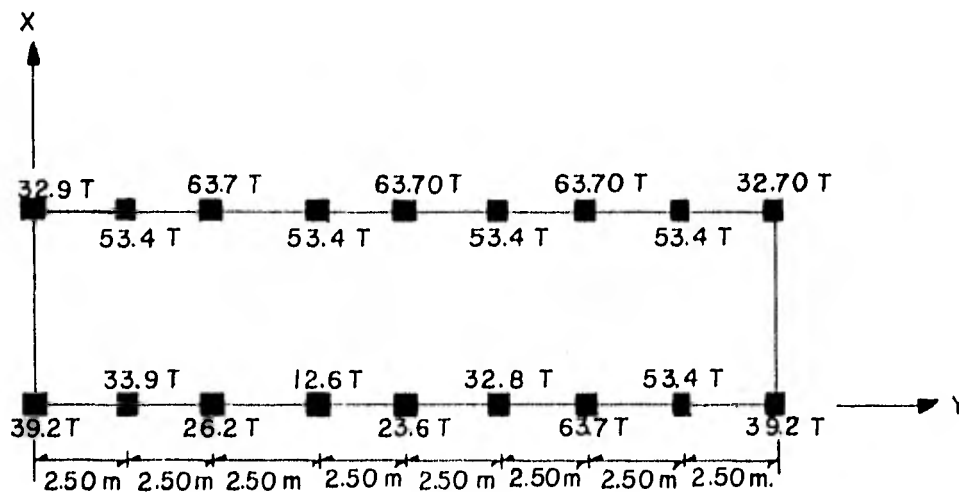


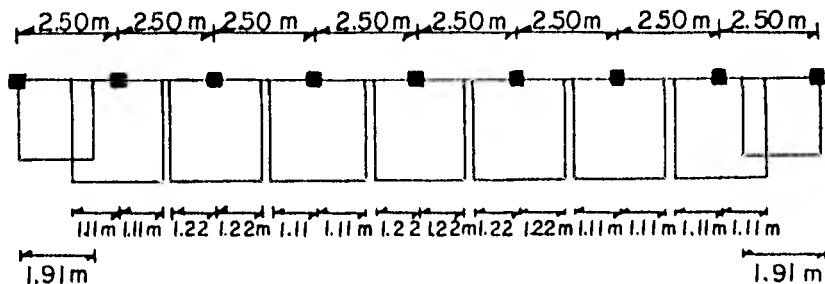
FIGURA No. 78

En la tabla No. 11 se concentran las operaciones y los resultados obtenidos.

Q (ton)	$Azi = \frac{Q(F.C)}{15}$	$L = \sqrt{Azi}$
39.20	3.6 m <sup>2</sup>	1.91 m
53.40	4.98 "	2.23 "
33.90	3.16 "	1.78 "
63.70	5.94 "	2.44 "
26.20	2.44 "	1.56 "
12.60	1.18 "	1.08 "
23.60	2.20 "	1.48 "
32.80	3.06 "	1.75 "

TABLA No. 11

Como lo muestran las dimensiones obtenidas en la tabla No. 11, las áreas de las zapatas en el sentido "Y" quedan muy juntas o se interceptan como se aprecia en la figura No. 79 por lo que la alternativa de zapatas aisladas queda anulada.



Segunda alternativa: Zapatas contínuas (X)

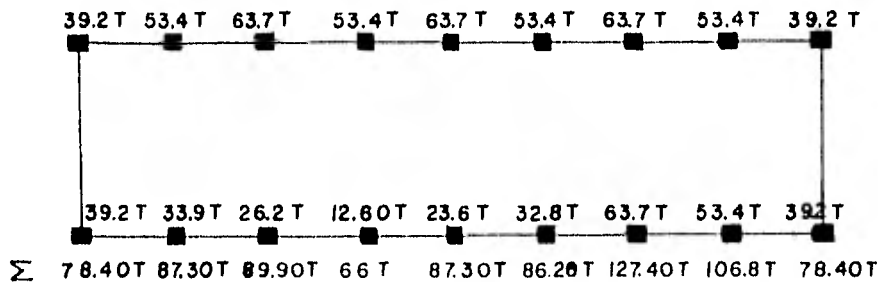


FIGURA No. 80

Q(ton)	$A = \frac{Q \times 1.4}{15}$	L(m)	Ancho de zapata(m)	Zi
86.24	8.05	10.20	0.78	Z <sub>1</sub>
96.03	8.96	10.20	0.87	Z <sub>2</sub>
98.89	9.23	10.20	0.90	Z <sub>3</sub>
72.60	6.78	10.20	0.66	Z <sub>4</sub>
94.82	8.85	10.20	0.86	Z <sub>5</sub>
140.14	13.08	10.20	1.28	Z <sub>6</sub>
117.48	10.96	10.20	1.07	Z <sub>7</sub>

TABLA No. 12

NOTA: A los valores de Q se les aumentó el 10% de su valor para tomar en cuenta el peso propio de zapatas.

Por los resultados obtenidos y, representados en la tabla No. 12 se considerará una cimentación a base de zapatas corridas en dirección X Fig. No. 81



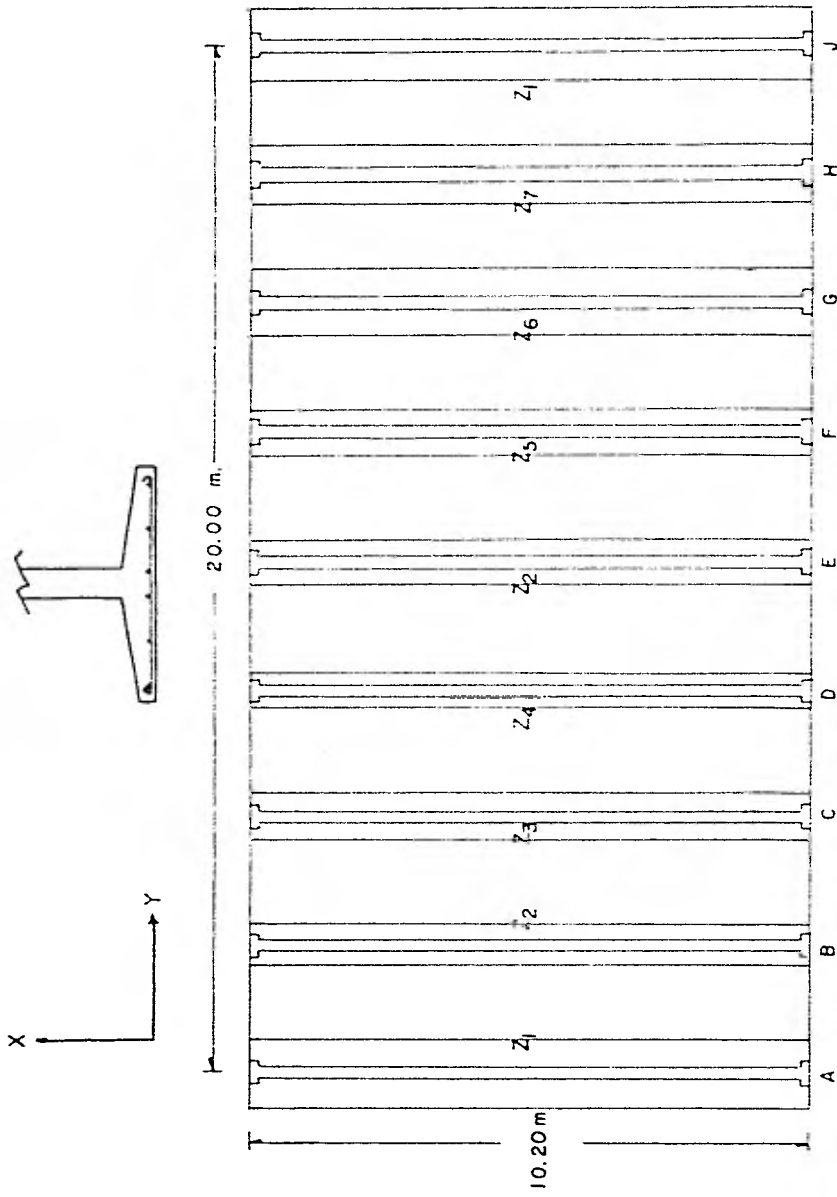


FIGURA No. 81  
 CIMENTACION A BASE DE ZAPATAS  
 CONTINUAS ORIENTADAS EN UN SENTIDO

## DISEÑO DE ZAPATAS

### ZAPATA CENTRO

Obtención del parate por cortante en la sección crítica.

Se considera una longitud de cimentación de un M.

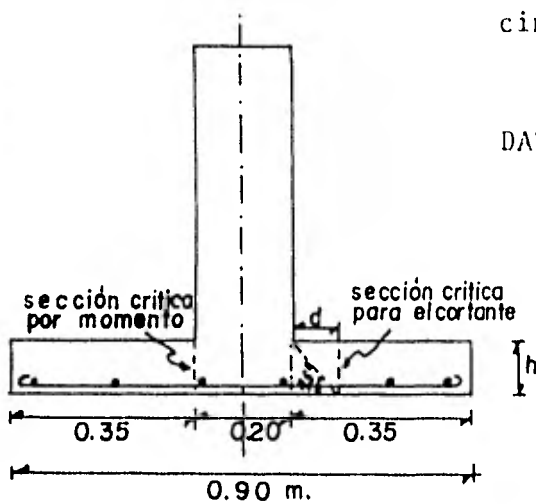


FIGURA No. 82

### CARGAS:

Longitud zapata: 10.20 Mts.

Ancho de zapata: 0.90 M.

Carga Última: 98.89 ton.

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2; f_c^* = 0.8 \times 200 = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Carga por M. de cimentación.  $\frac{98.89}{10.20} = 9.70 \text{ ton.}$

reacción del suelo

$$\frac{9.70}{1.0 \times 0.9} = 10.78 \text{ ton/m}^2$$

Cortante debido a la carga  $V_u = 10.78 \times 1.00(0.35 - d)$

Cortante crítico del concreto

$$V_c = 0.5 f_c^* = 0.5 \cdot 160 = 6.32 \text{ Kg/cm}^2$$

igualando cortantes.

$$\frac{V_u}{bd} = V_c$$

$$63.2 = \frac{10.78 \times 1.00 \times (35-d)}{0.90 \times d}$$

$$56.88d = 3.77 - 1078d$$

$$d = \frac{3.77}{67.66} = 0.0557 \text{ m.}$$

$$d = 6 \text{ cm} ; r = 5 \text{ cm}$$

$$h = 6 + 5 = 11 \text{ cm.}$$

#### ANALISIS POR FLEXION

$$M = \frac{Wx^2}{2}; \quad M = \frac{10.78(0.45-0.1)^2}{2}$$

$$M = 0.66 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

usando las tablas de diseño --  
plástico.

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{66,000}{90 \times 6^2} = 20.37$$

$$20.37 \quad P = 0.005$$

$$A_s = Pbd = 0.005 \times 100 \times 6 = 3 \text{ cm}^2$$

$$s_{\#} = 0.49 \text{ cm}^2; \quad s = \frac{90 \times 0.49}{3} = 14.7 \text{ cm.}$$

$$s = 15 \text{ cm.}$$

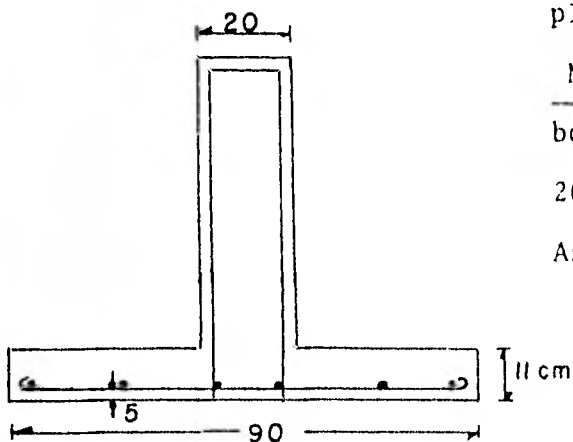


FIGURA No. 83

Se usan varillas # 2.5 a 15 cm  
en el sentido longitudinal.

Refuerzo transversal.

Por contracción es necesario co  
locar refuerzo transversal.

$$P_{min} = 0.002$$

$$P_f = \frac{A_{st}}{bd} ; A_{st} = bd P_t.$$

$$A_{st} = 0.002 \times 100 \times 6 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$s_{\#} = 0.49 \text{ cm}^2 ; S = \frac{100 \times 0.49}{1.20} = 40.8 \text{ cm.}$$

$$S = 41 \text{ cm.}$$

Se usan varillas # 2.5 a.41 cm  
en este sentido.

Esta Tesis se imprimió en Septiembre de 1982  
empleando el sistema de reproducción Foto-Offset  
en los Talleres de Impresos Offsali-G, S. A., Av.  
Colonia del Valle No. 535, (Esq. Adolfo Prieto),  
Tels. 523-21-05 y 523-03-33 03100 México, D. F.