

U N A M

1371

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

Cuadro de una Estructura de Concreto
para una Terminal de Autobuses.

TESIS

que para obtener el Título de
Ingeniero Civil
presenta el pasante

R A F A E L R A M I R E Z G A R C I A



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

*A la memoria de mi querido Padre
Sr. Ing. Rafael Ramírez Ochoa.*

*A mi adorada Madre
Sra. Concepción G. Vda. de Ramírez.*

A mis hermanos.

A mis maestros.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERÍA
Dirección
Núm. 731-2355
Exp. Núm. 731/214.2/-1989

Al Pasante señor Rafael RAMÍREZ GARCÍA
P r e s e n t e s .

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

"Calcular la estructura de concreto del Edificio de una Terminal de Autobuses en la ciudad de Torreón, Coah., haciendo el análisis tanto por cargas verticales como por empuje de viento.

El estudio de este problema deberá desarrollarse en detalle los siguientes capítulos:

- I.- Esfuerzos producidos por cargas verticales.
- II.- Esfuerzos producidos por empujes de viento.
- III.- Proyecto detallado de la estructura.
- IV.- Proyecto detallado de la cimentación.
- V.- Presupuesto de la obra y descripción de los procedimientos de construcción.

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

Atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 25 de Agosto de 1954
EL DIRECTOR

Ing. José L. de Parres

Circular anexa
JLP:RFV'mag.

P R E L I M I N A R E S .

Se me ha propuesto como tema de tesis profesional el cálculo de una estructura de concreto para un Edificio que será ocupado por una terminal de autobuses; además como complemento a éste trabajo haré un estudio de costos para dicha estructura suponiendo que se construirá en la Ciudad de Torreón, Coahuila, lugar de mi residencia, por consiguiente una zona con la que me encuentro familiarizado.

En el desarrollo de este tema voy a procurar seguir los temas más prácticos tanto en el método de cálculo y en el análisis de precios, como en el arreglo en sí de los cálculos, pues es mi intención estar lo más de acuerdo que sea posible con la realidad en lo que respecta a la actividad del Ingeniero Civil en el ramo de la construcción urbana.

Quiero antes de empezar el desarrollo hacer la aclaración de que el Edificio no es proyecto mío, limitándose mi desarrollo únicamente a la estructuración; por consiguiente, mi análisis de costos se aplicará exclusivamente a dicha estructura dejando aparte todos los demás elementos de construcción.

Resumiendo: éste trabajo quedará dividido en las siguientes partes:

a.- Cálculo sobre proyecto definitivo de toda la estructura de acuerdo con las cargas vivas o muertas que actúan en cada elemento.

b.- Análisis de costos de dicha estructura.

A N T E P R O Y E C T O D E E S T R U C T U R A .

CRITERIO CONSTRUCTIVO.

A fin de hacer un estudio de los diferentes entre ejes se ha dividido el proyecto en tres zonas.

Zona D.

Comprende la parte destinada al personal de los camiones incluyendo:

Estancia.
Dormitorios.
Baños.
Terraza.

Zona T.

Reune las diez cooperativas de autobuses de líneas foráneas reuniendo:

Cooperativa unidad (venta de boletos, equipaje, salida, llegada, sala de espera).

Restaurant. (con servicios).
 Teléfonos, Telegrafo, Agencia de Turismo.
 Concesiones. (Curiosidades, revistas, etc.)

Zona O.
 Parte del proyecto destinado a oficinas que abarca:
 Planta baja. (circulación)
 Planta Tipo. (oficinas)
 Pequeño Club. (azotea)

NOMENCLATURA.

(plano estructural II)

El sistema empleado para nombrar con facilidad cada uno de los elementos constructivos del proyecto es a base de ejes.

Los ejes horizontales llevan la letra mayúscula A, B, C,.

Los ejes verticales llevan un número arábigo 1, 2, 3,.

Con ayuda de los niveles y zonas que hemos convenido en el plano adjunto, todos los elementos quedan perfectamente localizados.

Para dar una idea de la nomenclatura pongo los siguientes ejemplos:

COLUMNA	zona O	Nivel 5	N- 36
TRABE	zona T	Nivel 1	B-C-16
LOSA	zona D	Nivel 2	A-C-2-3

En esta forma y con la ayuda de los planos podemos localizar inmediatamente el elemento de que se trata.

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

Cimentación	zona D	zapatas.
	zona T	zapatas.
	zona O	zapatas.
Estructura	columnas	concreto armado
	trabes	concreto armado
	losas	concreto armado
	interiores	tabique ligero
	fachadas	tabique hueco
	baños	tabique ligero
	azoteas	losa, impermeabilizante, terrado, enladrillado.
	dormitorios	losa, piso de mosaico.
oficinas	losa, piso de mosaico.	
terminal	losa, piso de mosaico	
Escaleras	concreto armado, revestimiento de granito.	

PESOS DE MATERIALES.

Concreto armado	2 400 Kg/m ³
Terrado	1 400 " "
Mosaico	2 000 " "
Firme de concreto	2 200 " "

Tabique ligero	900 Kg/m ³	
Tabique hueco	1 200	
Azulejo	2 000	
Yeso	1 500	
Fieltro y asfalto		9.8 Kg/m ²
Vidrio 3 m.m.		8.5
Piedra brasa	1 800	
Tabique cristal	1 800	
Ocote	600	
Oyamel	600	
Encino	950	
Mortero de cal	1 500	
Mortero de cemento	2 000	
Mortero de yeso	1 500	

C A R G A S V I V A S .

Dormitorios	200 Kg/m ²
Restaurant	300
Oficinas	250
Escaleras	500
Azoteas (pend. menor de 5%)	100

M U R O S .

TIPO	MATERIAL	OPERACIONES		PESO TOTAL
1	Tabique ligero	900 x 0.14	126 K/m	
	Aplanado cal	1 500 x 0.03	45	175 K/m ²
2	Tabique hueco	1 200 x 0.10	120	
	Aplanado yeso	15500 x 0.015	22.5	
	Aplanado pasta	1 500 x 0.02	30	175 K/m ²
3	Tabique ligero	900 x 0.14	126	
	Azulejo	2 000 x 0.01	20	
	Fino cemento	2 200 x 0.01	22	
	Aplanado	1 500 x 0.02	30	200 K/m ²
4	Ventanas		40	
	Vidrio medio doble 3 mm.		8.5	50 K/m ²

P I S O S .

TIPO	MATERIALES	OPERACIONES		PESO TOTAL
Azotea	Ladrillo	1 500 x 0.02	30 C.M.	500 K/m ²
C.V. 100 (K/m ² .)	Firme	1 500 x 0.02	30 C.V.	100
	Terrado	1 400 x 0.12	168	
	Fieltro y Asfalto		10	
	Losa	2 400 x 0.10	240	
	Plafón		30	600 K/m ²

D O R M I T O R I O S .

C.V. 200 K/m ² .	Mosaico prensado	2 000 x 0.02	40 C.m.	350 K/m ²
	Firme	2 200 x 0.02	44 C.V.	200
	Losa	2 240 x 0.10	240	
	Plafón		30	550 K/m ²

OFICINAS.

C.V. 250 K/m ² .	Mosaico prensado.	2 000 x 0.02	40 C.M.	350 K/m ²
	Firme	200 x 0.02	44 C.V.	250
	Losa	2 400 x 0.10	240	
	Plafón		30	600 K/m ²

TERMINAL

C.V. 300 K/m ²	Mosaico	2 000 x 0.02	40 C.M.	80 K/m ²
	Firme con Imprem.		40 C.V.	300 400 K/m ²

PORTICOS.

C.V. 300 K/m ² .	Fino cemento	2 400 x 0.02	50 C.M.	100 K/m ²
	Firme con Imperm.		40 C.V.	300 400 K/m ²

Con las cargas vivas anteriores y con los pesos volumétricos analizados encontramos las cargas que soporta cada columna, valores que nos servirán más tarde para calcular su escuadría y para diseñar los cimientos.

A continuación expongo un método que considero bastante claro para ir bajando cargas desde la azotea hasta la cimentación.

El análisis que expongo lo limito al cuerpo que he nombrado como Zona O, ya que es la más interesante y sobre todo nos servirá de base para analizar la reducción de cargas vivas.

Zona O

Nivel 9 a 8.

Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
P - 36	Pretil 1 x 6.75 x 175	1200	
P - 33	Azotea 3.5 x 3.25 x 600	6800	
G - 33	Trabes 0.2 x 0.5 x 2400 x 2.25	540	
G - 36	0.2 x 0.5 x 2400 x 2.5	600	
	p.p. columna 25 cm. diam.	380	
		<u>9520</u>	2.5 Ts.
P - 55	Pretil 1 x 4.5 x 175	790	
G - 55	Azotea 3.5 x 4.5 x 600	9500	
	Trabes 240 x 4.5	1080	
	240 x 2.5	600	
	p.p. columna	380	
		<u>12350</u>	12.4 Ts.
H - 33	Pretil 1 x 5 x 175	880	
H - 30	Azotea 5 x 3.25 x 600	9800	
I - 33	Trabes 240 x 5	1200	
	240 x 2.25	540	
	p.p. columna	380	
		<u>12800</u>	12.8 Ts.

K - 36

L - 36

M - 33

M - 36

N - 33

N - 36

O - 33

O - 36

II - 55	Azotea 5 x 4.5 x 600	13500	
J - 55	Trabes 240 x 5	1200	
J - 55	240 x 4.5	1080	
M - 55	p.p. columna	380	
N - 55		<u>16160</u>	16. Ts.
O - 55			

L - 33	Pretil 1 x 3 x 175	880	
K - 33	Azotea 2.5 x 3.25 x 600	4900	
	Dep. Agua 2800/4	7000	
	Trabes	1000	
	Elevador 1800/4	4500	
	Escalera 7200/4	1800	
	p.p. columna	540	
		<u>20620</u>	20.6 Ts.

L - 55	Azotea = x 4.5 x 600 -		
	2.5 x 2.25 x 600	9900	
	Dep. de Agua 2800/4	7000	
	Elevador	4500	
	Escalera	1800	
	Trabes	2300	
	p.p. columna	540	
		<u>26040</u>	26. Ts.

RESUMEN:-

Zona 0

Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
P - 36	Muro 3.25 x 3 x 175	1700	
P - 33	Entrepiso 3.5 x 3.25 x 600	6800	
G - 33	Trabes 240 x 2.25	540	
	240 x 2.5	600	
	Ventana 3.5 x 3 x 50	530	
	p.p. columna	380	
		<u>10550</u>	
	Carga nivel sup.	9500	
		<u>20050</u>	20 Ts.
P - 55	Muro 4.5 x 3 x 175	2350	
G - 55	Entrepiso 3.5 x 4.5 x 600	9500	
	Trabes 240 x 4.5	1080	
	240 x 2.5	600	
	p.p. columna	380	
		<u>13910</u>	
	Carga nivel sup.	12400	
		<u>26310</u>	26.3 Ts.

Zona O

Nivel 8 a 7

Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
H - 33	Ventana 5 x 3 x 50	750	
H - 36	Entrepiso 5 x 3.25 x 600	9800	
J - 33			
J - 36	Trabes 240 x 5	1200	
K - 36	240 x 2.25	540	
L - 36	p.p. columna	380	
M - 33		<u>12670</u>	
M - 36	Carga nivel sup.	12800	
N - 33		<u>25470</u>	25.5 Ts.
N - 36			
O - 33			
O - 36			
H - 55	Entrepiso 5 x 4.5 x 600	13500	
I - 55	Trabes 240 x 5	1200	
J - 55	240 x 4.5	1080	
M - 55	p.p. columna	380	
N - 55		<u>16160</u>	
O - 55	Carga nivel sup.	16200	
		<u>32360</u>	32.4 Ts.
L - 33	1/2 muro 2.25 x 3 x 175	600	
K - 33	Entrepiso 2.5 x 3.25 x 600 x 2.5 x 600	6400	
	Escalera	1800	
	Ventana 5 x 3 x 50	750	
	Muro 2.25 x 3 x 175	1200	
	Trabes 240 x 2.25	540	
	240 x 5	1200	
	240 x 2.25	540	
	p.p. columna	380	
		<u>13410</u>	
	carga nivel sup.	20600	
		<u>34010</u>	34 Ts.
L - 55	1/2 muro	600	
K - 55	Entrepiso 5 x 4.5 x 600 - 2.5 x 2.25 x 600	9900	
	Muro 2.25 x 3 x 175	1200	
	Escalera	1800	
	Trabes 240 x 2.25/2	270	
	240 x 4.5	1080	
	240 x 5	1200	
	p.p. columna	380	
		<u>16430</u>	
		<u>26000</u>	
	carga nivel sup.	<u>42430</u>	42.5 Ts.

Zona 0		Nivel 7 a 6	
Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
P - 36	Cargas iguales nivel 8 a 7	10550	
P - 33	Cargas nivel sup.	<u>20000</u>	
		30550	30.5 Ts.
P - 55	Cargas iguales nivel 8 a 7	13910	
G - 55	Carga nivel sup.	<u>26300</u>	
		40210	40.2 Ts.
H - 33	Cargas iguales nivel 8 a 7	12670	
H - 36	Carga nivel sup.	<u>25500</u>	
J - 33		38170	38 Ts.
J - 36			
J - 33			
J - 36			
K - 36			
L - 36			
M - 33			
M - 36			
N - 33			
N - 36			
O - 33			
O - 36			
H - 55	Cargas iguales nivel 8 a 7	16160	
J - 55	Carga nivel sup.	<u>32400</u>	
J - 55		48560	48.5 Ts.
M - 55			
N - 55			
O - 55			
L - 33	Cargas iguales nivel 8 a 7	13410	
K - 33	Carga nivel sup.	<u>34000</u>	
		47410	47.5 Ts.
L - 55	Cargas iguales nivel 8 a 7	16430	
K - 55	Carga nivel sup.	<u>42500</u>	
		58930	59 Ts.

Zona 0		Nivel 6 a 5	
Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
P - 36	Cargas iguales nivel 7 a 6	10550	
P - 33	Carga nivel sup.	<u>30500</u>	
G - 36		41050	41 Ts.
G - 33			
P - 55	Cargas iguales nivel 7 a 6	13910	
G - 55	Carga nivel sup.	<u>40200</u>	
		54110	54 Ts.

Zona 0		Nivel 6 a 5	
Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
H - 33	Cargas iguales nivel 7 a 6	12670	
H - 36	Carga nivel sup.	<u>38000</u>	
I - 33		50670	50.6 Ts.
I - 36			
J - 33			
J - 36			
K - 36			
L - 36			
M - 33			
M - 36			
N - 33			
N - 36			
O - 33			
O - 36			
H - 55	Cargas iguales nivel 7 a 6	16160	
J - 55	Carga nivel sup.	<u>48500</u>	
J - 55		64660	64.6 Ts.
M - 55			
N - 55			
O - 55			
L - 33	Cargas iguales nivel 7 a 6	13410	
K - 33	Carga nivel sup.	<u>47500</u>	
		60910	61 Ts.
L - 55	Cargas iguales nivel 7 a 6	16430	
K - 55	Cargas nivel sup.	<u>59000</u>	
		75430	75.5 Ts.

Zona 0		Nivel 5 a 4	
Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
P - 36	Cargas iguales nivel 6 a 5	10550	
P - 33	Carga nivel sup.	<u>41000</u>	
G - 36		51550	51.5 Ts.
G - 33			
P - 55	Cargas iguales nivel 6 a 5	13910	
G - 55	Carga nivel sup.	<u>54000</u>	
		67910	68 Ts.
H - 33	Cargas iguales de nivel 6 a 5	12670	
H - 36	Carga nivel sup.	<u>50600</u>	
J - 33		63270	63.2 Ts.
J - 36			
J - 33			
J - 36			
K - 36			
L - 36			
M - 33			
M - 36			

Zona O		Nivel 5 a 4	
Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
N - 33			
N - 36			
O - 33			
O - 36			
H - 55	Cargas iguales nivel 6 a 5	16160	
I - 55	Carga nivel sup.	<u>64600</u>	
J - 55		80760	
M - 55			
N - 55			
O - 55			
L - 33	Cargas iguales nivel 6 a 5	13410	
K - 33	Carga nivel sup.	<u>61000</u>	
		74410	74.4 Ts.
L - 55	Cargas iguales nivel 6 a 5	16430	
K - 55	Carga nivel sup.	<u>75500</u>	
		91930	92 Ts.

Zona O		Nivel 4 a 3	
Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
P - 36	Cargas iguales nivel 5 a 4	10550	
P - 33	Carga nivel sup.	<u>51500</u>	
G - 36		62050	62 Ts.
G - 33			
P - 55	Cargas iguales nivel 5 a 4	13910	
G - 55	Carga nivel sup.	<u>68000</u>	
		81910	82 Ts.
H - 33	Cargas iguales nivel 5 a 4	12670	
H - 36	Carga nivel sup.	<u>63200</u>	
I - 33		75870	76 Ts.
I - 36			
J - 33			
J - 36			
K - 36			
L - 36			
M - 33			
M - 36			
N - 33			
N - 36			
O - 33			
O - 36			
H - 55	Cargas iguales nivel 5 a 4	16160	
I - 55	Carga nivel sup.	<u>81000</u>	
J - 55		97160	97 Ts.
M - 55			
N - 55			

Zona		Nivel 4 a 3	
Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
O - 55			
L - 33	Cargas iguales nivel 5 a 4	13410	
K - 33	Carga nivel sup.	<u>74400</u>	
		87810	88 Ts.
L - 55	Cargas iguales nivel 5 a 4	16430	
K - 55	Carga nivel sup.	<u>92000</u>	
		108430	108.4 Ts.
Zona O		Nivel 3 a 2	
Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
P - 36	Cargas iguales nivel 4 a 3	10550	
P - 33	Carga nivel sup.	<u>62000</u>	
G - 36		72550	72.5 Ts.
G - 33			
P - 55	Cargas iguales nivel 4 a 3	12670	
G - 55	Carga nivel sup.	<u>83240</u>	
		95910	96 Ts.
H - 33	Cargas iguales nivel 4 a 3	12670	
H - 36	Carga nivel sup.	<u>76000</u>	
I - 33		88670	88.6 Ts.
I - 36			
J - 33			
J - 36			
K - 36			
L - 36			
M - 33			
M - 36			
N - 33			
N - 36			
O - 33			
O - 36			
H - 55	Cargas iguales nivel 4 a 3	16160	
J - 55	Carga nivel sup.	<u>97000</u>	
I - 55		113160	113 Ts.
M - 55			
N - 55			
O - 55			
L - 33	Cargas iguales nivel 4 a 3	13410	
K - 33	Carga nivel sup.	<u>88000</u>	
		101410	101.5 Ts.
L - 55	Cargas iguales nivel 4 a 3	16430	
K - 55	Carga nivel sup.	<u>108400</u>	
		124830	124.8 Ts.

Zona O

Nivel 2 a 1

Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
P - 36	Cargas iguales nivel 3 a 2	10550	
P - 33	Carga nivel sup.	<u>72500</u>	
G - 36		83050	83 Ts.
G - 33			
P - 55	Cargas iguales nivel 3 a 2	13910	
G - 55	Carga nivel sup.	<u>96000</u>	
		109910	110 Ts.
H - 33	Cargas iguales nivel 3 a 2	12670	
H - 36	Carga niveles sups.	<u>88600</u>	
		101270	102 Ts.
I - 33			
I - 36			
J - 33			
J - 36			
K - 36			
L - 36			
M - 33			
M - 36			
N - 33			
N - 36			
O - 33			
O - 36			
H - 55	Cargas iguales nivel 3 a 2	16160	
J - 55	Carga niveles sups.	<u>113000</u>	
J - 55		129160	130 Ts.
M - 55			
N - 55			
O - 55			
L - 33	Cargas iguales nivel 3 a 2	13410	
K - 33	Cargas niveles sups.	<u>101500</u>	
		114910	115 Ts.
L - 55	Cargas iguales nivel 3 a 2	16430	
K - 55	Carga niveles sups.	<u>124800</u>	
		141230	142 Ts.

Zona O

Nivel 1 a 0

Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
P - 36	Cargas iguales nivel 2 a 1	10550	
P - 33	Mezzanina	1000	
G - 36	Carga niveles sups.	<u>83000</u>	
G - 33		94550	95 Ts.
P - 55	Cargas iguales nivel 2 a 1	13910	
G - 55	Mezzanina	1000	
	Carga niveles sups.	<u>110000</u>	
		124910	125 Ts.

Zona O		Nivel 1 a 0	
Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
H - 33	Cargas iguales nivel 2 a 1	12670	
H - 36	Mezzannina	1000	
I - 33	Carga niveles sups.	<u>102000</u>	
I - 36		115670	116 Ts.
J - 33			
J - 36			
K - 36			
L - 36			
M - 33			
M - 36			
N - 36			
O - 36			
H - 55	Cargas iguales nivel 2 a 1	16160	
I - 55	Mezzannina	1000	
J - 55	Carga niveles sups.	<u>130000</u>	
M - 55		147160	147 Ts.
N - 55			
O - 55			
L - 33	Cargas iguales nivel 2 a 1	13410	
K - 33	Mezzannina	1000	
	Carga niveles sups.	<u>115000</u>	
		129410	130 Ts.
L - 55	Cargas iguales nivel 3 a 2	16430	
K - 55	Mezzannina	1000	
	Carga niveles sups.	<u>142000</u>	
		159430	160 Ts.

REDACCION CARGAS VIVAS.

Zona O		Nivel 9 a 8	
TIPO	Columna	Operaciones	C. Parcial C. Total
A	P - 33	Carga	9500
	P - 33	Menos corrección 0 %	0000
	G - 33	$3.5 \times 3.25 \times 0$	
	G - 36		<u>9500</u>
			9.5 Ts.
B	P - 55	Carga	12400
	G - 55	Menos corrección 0 %	
		$3.5 \times 4.5 \times 0$	<u>0000</u>
			12400
			12.4 Ts.
C	H - 33	Carga	12800
	H - 36	Menos corrección 0 %	
	I - 33	$3 \times 3.25 \times 0$	<u>00000</u>
			12800
			12.8 Ts.

Zona 0

Nivel 9 a 8

TIPO	Columna	Operaciones	C. Parcial	C. Total
	J - 33			
	J - 36			
	K - 36			
	L - 36			
	M - 36			
	M - 36			
	N - 33			
	N - 36			
	O - 33			
	O - 36			
D	H - 55	Carga	16200	
	I - 55			
	J - 55	Menos corrección 0 %		
	M - 55	5 x 4.5 x 0	<u>00000</u>	
	N - 55		16200	16.2 Ts.
	O - 55			
E	L - 33	Carga	20600	
	K - 33	Menos corrección 0 %		
		2.5 x 3.25 x 0	<u>00000</u>	
			20600	20.6 Ts.
F	L - 55	Carga	26000	
	K - 55	Menos corrección 0 %		
		5 x 1.5 x 0	<u>00000</u>	
			26000	26. Ts.

Nivel 8 a 7

Col. Tipo	Operaciones	Col. Parcial	Col. Total
A	Carga nivel sup.	9500	
	Carga 8 a 7	<u>10550</u>	
	menos corrección 10 %	<u>20050</u>	
	3.5 x 3.25 x 25	<u>285</u>	
		19765	19.8 Ts.
B	Carga nivel sup.	12400	
	Carga 8 a 7	<u>13910</u>	
	menos corrección 10 %	<u>26310</u>	
	3.5 x 4.5 x 25	<u>395</u>	
		25915	26 Ts.
C	Carga nivel sup.	12800	
	Carga 8 a 7	<u>12670</u>	
	menos corrección 10 %	<u>25470</u>	
	5 x 3.25 x 25	<u>410</u>	
		25060	25 Ts.

		Nivel 8 a 7	
Col. Tipo.	Operaciones	C. Parcial	C. Total
D	Carga nivel sup. Carga 8 a 7 menos corrección 10 % 5 x 4.5 x 25	16200 16160 <u>32360</u> 560 31800	32 Ts.
E	Carga nivel sup. Carga 8 a 7 menos corrección 10 % 2.5 x 3.25 x 25 - 2.5 x 25	20600 13410 <u>34010</u> 265 33745	33.7 Ts.
F	Carga nivel sup. Carga 8 a 7 menos corrección 10 % 5 x 4.5 x 25 - 2.5 x 2.25 x 25	26000 16430 <u>42430</u> 420 42010	42 Ts.
		Nivel 7 a 6	
A	Carga nivel sup. Carga 7 a 6 menos corrección 20 %	19800 10550 <u>30350</u> 570 29780	29.8 Ts.
B	Carga nivel sup. Carga 1 a 0 menos corrección 50 %	100000 14910 <u>114910</u> 1975 112935	113 Ts.
C	Carga nivel sup. Carga 7 a 6 corrección 20 %	26000 13910 <u>39910</u> 790 39120	39 Ts.
D	Carga nivel sup. Carga 7 a 6 corrección 20 %	25000 12670 <u>37670</u> 820 36850	36.8 Ts.
E	Carga nivel sup. Carga 7 a 6 corrección 20 %	32000 16160 <u>48160</u> 1120 47040	47 Ts.

Nivel 7 a 6

Col. Tipo	Operaciones	C. Parcial	C. Total
F	Carga nivel sup.	33700	
	Carga 7 a 6	<u>13410</u>	
		47110	
	corrección 20 %	<u>530</u>	
		<u>46580</u>	46.6 Ts.
G	Carga nivel sup.	42000	
	Carga 7 a 6	<u>16430</u>	
		58430	
	corrección 20 %	<u>840</u>	
		<u>57590</u>	57.6 Ts.

Nivel 6 a 5

A	Carga nivel sup.	29800	
	Carga 6 a 5	<u>10550</u>	
		40350	
	corrección 30 %	<u>855</u>	
		<u>39495</u>	39.5 Ts.
B	Carga nivel sup.	39000	
	Carga 6 a 5	<u>13910</u>	
		52910	
	corrección 30 %	<u>1185</u>	
		<u>51725</u>	51.7 Ts.
C	Carga nivel sup.	36800	
	Carga 6 a 5	<u>12670</u>	
		49470	
	corrección 30 %	<u>1230</u>	
		<u>48240</u>	48.2 Ts.
D	Carga nivel sup.	47000	
	Carga 6 a 5	<u>16160</u>	
		63160	
	corrección 30 %	<u>1680</u>	
		<u>61480</u>	61.5 Ts.
E	Carga nivel sup.	46600	
	Carga 6 a 5	<u>13410</u>	
		60010	
	corrección 30 %	<u>795</u>	
		<u>59215</u>	59.2 Ts.
F	Carga nivel sup.	57600	
	Carga 6 a 5	<u>16430</u>	
		74030	
	corrección 30 %	<u>1260</u>	
		<u>72770</u>	72.2 Ts.

		Nivel 5 a 4	
Col. Tipo	Operaciones	C. Parcial	C. Total
A	Carga nivel sup.	39500	
	Carga 5 a 4	<u>10550</u>	
	corrección 40 %	<u>50050</u>	
		<u>1140</u>	
		<u>48910</u>	49 Ts.
B	Carga nivel sup.	51700	
	Carga 5 a 4	<u>13910</u>	
	corrección 40 %	<u>65610</u>	
		<u>1580</u>	
		<u>64030</u>	64. Ts.
C	Carga nivel sup.	48200	
	Carga 5 a 4	<u>12670</u>	
	corrección 40 %	<u>60870</u>	
		<u>1640</u>	
		<u>59230</u>	59.2 Ts.
D	Carga nivel sup.	61500	
	Carga 5 a 4	<u>16160</u>	
	corrección 40 %	<u>77660</u>	
		<u>2240</u>	
		<u>75420</u>	75.4 Ts.
E	Carga nivel sup.	59200	
	Carga 5 a 4	<u>13410</u>	
	corrección 40 %	<u>72610</u>	
		<u>1060</u>	
		<u>71550</u>	71.6 Ts.
F	Carga nivel sup.	72800	
	Carga 5 a 4	<u>16430</u>	
	corrección 40 %	<u>89230</u>	
		<u>1680</u>	
		<u>87550</u>	87.6 Ts.

		Nivel 4 a 3	
A	Carga nivel sup.	49000	
	Carga 4 a 3	<u>10550</u>	
	corrección 50 %	<u>59550</u>	
		<u>1425</u>	
		<u>58125</u>	58. Ts.
B	Carga nivel sup.	64000	
	Carga 4 a 3	<u>13910</u>	
	corrección 50 %	<u>77910</u>	
		<u>1975</u>	
		<u>75935</u>	76 Ts.

Nivel 5 a 4

Col. Tipo	Operaciones	C. Parcial	C. Total
C	Carga nivel sup.	59200	
	Carga 4 a 3	<u>12670</u>	
		71870	
	corrección 50 %	<u>2050</u>	
		69820	70. Ts.
D	Carga nivel sup.	75400	
	Carga 4 a 3	<u>16160</u>	
		91560	
	corrección 50 %	<u>2800</u>	
		88760	88.8 Ts.
E	Carga nivel sup.	71600	
	Carga 4 a 3	<u>13410</u>	
		85010	
	corrección 50 %	<u>1325</u>	
		83685	83.7 Ts.
F	Carga nivel sup.	87600	
	Carga 4 a 3	<u>16430</u>	
		104030	
	corrección 50 %	<u>3100</u>	
		100930	101 Ts.

Nivel 3 a 2

A	Carga nivel sup.	58000	
	Carga 3 a 2	<u>10550</u>	
		68550	
	corrección 50 %	<u>1425</u>	
		67125	67. Ts.
B	Carga nivel sup.	76000	
	Carga 3 a 2	<u>13910</u>	
		89910	
	corrección 50 %	<u>1975</u>	
		87935	88. Ts.
C	Carga nivel sup.	70000	
	Carga 3 a 2	<u>12670</u>	
		82670	
	corrección 50 %	<u>2050</u>	
		80620	80.6 Ts.
D	Carga nivel sup.	88800	
	Carga 3 a 2	<u>16160</u>	
		104960	
		<u>2800</u>	
		102160	102. Ts.

		Nivel 3 a 2	
Col. Tipo	Operaciones	C. Parcial	C. Total
E	Carga nivel sup.	83700	
	Carga 3 a 2	<u>13410</u>	
		97110	
	corrección 50 %	<u>1325</u>	
		<u>95785</u>	95.8 Ts.
F	Carga nivel sup.	102000	
	Carga 3 a 2	<u>16430</u>	
		<u>118430</u>	
	corrección 50 %	<u>2100</u>	
		<u>116330</u>	116.3 Ts.
Nivel 2 a 1			
A	Carga nivel sup.	67000	
	Carga 2 a 1	<u>10550</u>	
		<u>77550</u>	
	corrección 50 %	<u>1425</u>	
		<u>76125</u>	76. Ts.
B	Carga nivel sup.	88000	
	Carga 2 a 1	<u>13910</u>	
		<u>101910</u>	
	corrección 50 %	<u>1975</u>	
		<u>99935</u>	100 Ts.
C	Carga nivel sup.	80600	
	Carga 2 a 1	<u>12670</u>	
		<u>93270</u>	
	Corrección 50 %	<u>2050</u>	
		<u>91220</u>	91. Ts.
D	Carga nivel sup.	102000	
	Carga 2 a 1	<u>16160</u>	
		<u>118160</u>	
	corrección 50 %	<u>2800</u>	
		<u>115360</u>	115.4 Ts.
E	Carga nivel sup.	95800	
	Carga 2 a 1	<u>13410</u>	
		<u>109210</u>	
	Corrección 50 %	<u>1325</u>	
		<u>107885</u>	108. Ts.
F	Carga nivel sup.	116300	
	Carga 2 a 1	<u>16430</u>	
		<u>132730</u>	
	corrección 50 %	<u>2100</u>	
		<u>130630</u>	130.6 Ts.

		Nivel 1 a 0	
Col. Tipo	Operaciones	C. Parcial	C. Total
A	Carga nivel sup.	76000	
	Carga 1 a 0	<u>11550</u>	
		87550	
	corrección 50 %	<u>1425</u>	
		<u>86125</u>	86. Ts.
B	Carga nivel sup.	100000	
	Carga 1 a 0	<u>14910</u>	
		114910	
	corrección 50 %	<u>1975</u>	
		<u>112935</u>	113. Ts.
C	Carga nivel sup.	91000	
	Carga 1 a 0	<u>13670</u>	
		104670	
	corrección 50 %	<u>2050</u>	
		<u>102620</u>	103. Ts.
D	Carga nivel sup.	115400	
	Carga 1 a 0	<u>17160</u>	
		132560	
	corrección 50 %	<u>2800</u>	
		<u>129760</u>	130. Ts.
E	Carga nivel sup.	108000	
	Carga 1 a 0	<u>14410</u>	
		122410	
	corrección 50 %	<u>1325</u>	
		<u>121085</u>	121. Ts.
F	Carga nivel sup.	130600	
	Carga 1 a 0	<u>17430</u>	
		148030	
	corrección 50 %	<u>2100</u>	
		<u>145930</u>	146. Ts.

FATIGAS PARA MATERIALES Y CONSTANTES DE CALCULO.

Las fórmulas e indicaciones de cálculos, se sujetarán a - las especificaciones del "JOINT COMMITTEE OF STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE OF JUNE 1940", de acuerdo con - el reglamento de construcciones del Departamento del Distrito Federal, adoptando el criterio de la Dirección de Obras Públicas.

COMPOSICION.- CARGA DE RUPTURA.

El concreto usual deberá tener una cantidad no menor de una (1) parte de Cemento Portland por siete (7) partes de agregados, medidos cada uno por separado, y no ser mezclado por más de treinta y uno (31) litros de agua por saco de cincuenta (50) kilogramos de cemento.

La fatiga máxima de ruptura f'_c a los veintiocho (28) días que puede suponerse en los cálculos a este concreto, es de ciento -- veinticinco (125) kilogramos por centímetro cuadrado. Se puede admitir una fatiga mayor, con aprobación de la Dirección General de -- Obras Públicas, previas pruebas que se hagan con intervención del Laboratorio de la misma Dirección.

FLEXION.

En las piezas sometidas a la flexión se tomarán para las fibras extremas en compresión, tanto en el centro como en los apoyos:

$$f_c = 0.45 f'_c$$

ESFUERZO CORTANTE.

El esfuerzo cortante como medida de tensión diagonal, se - considerará como sigue:

Trabes sin refuerzo de alma y sin anclaje extremo del acero longitudinal:

$$v_c = 0.02 f'_c$$

Trabes sin refuerzo de alma, pero con anclaje extremo del - acero longitudinal:

$$v_c = 0.03 f'_c$$

Trabes con refuerzo de alma, debidamente diseñado, pero sin anclaje extremo del acero longitudinal:

$$v_c = 0.06 f'_c$$

Trabes con refuerzo de alma debidamente diseñada con anclaje extremo del acero longitudinal (cuando f_c excede de $0.06 f'_c$ el refuerzo de alma deberá diseñarse para soportar todo el esfuerzo cortante):

$$v_c = 0.12 f'_c$$

Losas de cimentación cuyo refuerzo principal no tiene anclaje extremo:

$$v_c = 0.02 f'_c$$

Losas de cimentación cuyo refuerzo principal tiene anclaje-extremo:

$$v_c = 0.03 f'c$$

ADHERENCIA EN TRABES, LOSAS Y ZAPATAS CORRIDAS DE CIMENTACION.

- Barras lisas sin anclaje extremo.....u = 0.04 f'c.
- Barras lisas con anclaje extremo.....u = 0.06 f'c.
- Barras corrugadas sin anclaje extremo.....u = 0.05 f'c.
- Barras corrugadas con anclaje extremo.....u = 0.075f'c.

ADHERENCIA EN ZAPATAS AISLADAS DE CIMENTACION Y LOSAS PERIMETRALES.

- Barras lisas, sin anclaje extremo.....u = 0.03
- Barras lisas, con anclaje extremo.....u = 0.045
- Barras corrugadas, sin anclaje extremo.....u = 0.038
- Barras corrugadas, con anclaje extremo.....u = 0.057

ANCLAJE.

El anclaje extremo de las barras consistirá en terminarlas en un gancho semicircular con un diámetro de dobléz no menor de seis (6) diámetros de varilla, dejando un extremo recto no menor de cuatro (4) diámetros de varilla; o en prolongarlas en los elementos estructurales adyacentes en una longitud no menor de cincuenta (50) diámetros para varilla lisa.

FATIGA DEL CONCRETO.-Usaremos para nuestros cálculos concreto de 140 Kg/cm².

$$f_c = 0.45 f'c = 0.45 (140) = 63 \text{ Kg/cm}^2.$$

ESFUERZO CORTANTE.

Trabes sin refuerzo en el alma y sin anclaje.

HIERRO.

La fatiga que se asigne al hierro de refuerzo que trabaje a la tensión, será la mitad de la carga correspondiente al límite elástico del hierro de refuerzo, que se emplee en los trabajos conviniendo se que para el hierro "Monterrey" la fatiga correspondiente al límite elástico del hierro suave es de 1530 Kg/cm².

CONSTANTES DE CALCULO.

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$E_c = f'c \quad 140000 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$n = \frac{2100}{140} = 15$$

$$K = \frac{1}{1 - \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 - \frac{1265}{17 \times 63}} = 0.435$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - 0.145 = 0.855$$

$$C = \sqrt{\frac{1}{k}} = 0.287$$

$$p = 0.0112$$

ESTRUCTURA ZONA T

TRABES.

Calculamos las trabes C y 45 ya que podemos considerar el método de cálculo como representativo de las demás trabes.

Para este cuerpo por tratarse de un solo piso calculemos las trabes como continuas por el método de Harry Cross considerando las columnas como axialmente cargadas. Para este tipo de estructura este método nos da suficiente exactitud por lo que se usa muy comúnmente en la resolución de estructuras.

TRABE 45

$$\text{Area Tributaria} = 3 \times 28 \times 0.6 = 50.4 \text{ Ts.}$$

$$\text{Peso propio} = 0.4 \times 0.8 \times 2.4 \times 28 = 21.6 \text{ Ts.}$$

$$72.0 \text{ Ts.}$$

Peso total.

$$W = \frac{72}{28} = 2.5 \text{ Ts/m.}$$

RIGIDECES.

$$r_a = 0 \quad 0.000$$

$$r_b = \frac{4EI}{1} = \frac{4EI}{9} = 0.444 \text{ EI}$$

$$r_c = \frac{4EI}{1} = \frac{4EI}{5} = 0.800 \text{ EI}$$

$$r_d = \frac{4EI}{1} = \frac{4EI}{9} = 0.444 \text{ EI}$$

$$r_e = 0 \quad 0.000$$

Nudos 1 y 4

$$r_a = 0.000 \text{ EI} \quad F_{da} = 0$$

$$r_b = \frac{0.444 \text{ EI}}{0.444 \text{ EI}} \quad f_{db} = \frac{0.444 \text{ EI}}{0.444 \text{ EI}} \quad I$$

Nudos 2 y 3

$$r_b = 0.444 \text{ EI} \quad f_{db} = \frac{0.444 \text{ EI}}{1.244 \text{ EI}} = 0.36$$

$$r_c = \frac{0.800 \text{ EI}}{1.244 \text{ EI}} \quad f_{dc} = \frac{0.800 \text{ EI}}{1.244 \text{ EI}} = 0.64$$

Momentos de Empotramiento.

$$M_a = a \frac{l^2}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ Ts.}$$

$$M_b = M_d = a \frac{1^2}{12} = \frac{2.5 \times 81}{12} = 16.8 \text{ Ts.}$$

$$M_c = a \frac{1^2}{12} = \frac{2.5 \times 25}{12} = 5.2 \text{ Ts.}$$

$$M_e = a \frac{1^2}{2} = \frac{2.5 \times 9}{2} = 11.2 \text{ Ts.}$$

REPARTICION DE MOMENTOS POR CROSS.

	0	1	0.36	0.64	0.64	0.36	1	0
	-5	-16.8	-16.8	-5.2	-5.2	-16.8	-1.68	-11.2
MD1		-11.8		-11.6		-11.6		-5.2
M 1	0	-11.8	-4.2	-7.4	-7.4	-4.2	-5.6	0
Mt1	0	-2.1	-5.9	-3.7	-3.7	-2.8	-2.1	0
MD2		-2.1		-9.6		-6.5		-2.1
M 2	0	-2.1	-3.5	-6.1	-4.2	-2.3	-2.1	0
Mt2	0	-1.7	-1.0	-2.1	-3.0	-1	-1.1	0
MD3		-1.7		-3.1		-4.0		-1.1
M 3	0	-1.7	-1.1	-2.0	-2.5	-1.4	-1.1	0
Mt3	0	-0.5	-0.8	-1.3	-1.0	-0.5	-0.7	0
MD4		-0.5		-2.1		-1.5		-0.7
M 4	0	-0.5	-0.8	-1.3	-0.5	-1.0	-0.7	0
Mt4	0	-0.4	-0.2	-0.2	-0.6	-0.3	-0.5	0
		21.5	9.6	22.0	83	21.4	95	
Momentos	5	16.1	24.7	7.3	19.9	9.1	21.2	
	-5	-5.4	-15.1	-15.7	-11.6	-12.3	-11.7	-11.2

MOMENTOS EN EL CENTRO DE LAS VIGAS.

$$M_a = M_d = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{2.5 \times 81}{8} = 25 \text{ Ts-m}$$

$$M_c = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{2.5 \times 25}{8} = 7.8 \text{ Ts-m}$$

$$25 - \frac{5.2 - 15.4}{2} = 25 - \frac{20.6}{2} = 25 - 10.3 = 14.7$$

$$\frac{15.4 - 11.9}{2} - 7.8 = \frac{27.3}{2} - 7.8 = 13.6 - 7.8 = 5.8$$

$$25 - \frac{11.9 - 11.4}{2} = 25 - \frac{23.3}{2} = 25 - 11.6 = 13.4$$

CALCULO DE LAS REACCIONES.

$$R_1 = \frac{\omega l}{2} - \frac{M_2 - M_1}{1}$$

$$R_{1a} = 2.5 \times 2 = 5 \text{ Ts.}$$

$$R_{1b} = \frac{2.5 \times 9}{2} - \frac{15.4 \times 5.2}{9} = 11.2 - 1.1 = 10.1 \text{ Ts.}$$

$$R_{2b} = \omega l - R_{1b} = 2.5 - 10.1 = 12.4 \text{ Ts.}$$

$$R2c = \frac{2.5 \times 5}{2} + \frac{11.9 \times 15.4}{5} = 6.25 + 0.70 = 6.95 \text{ Ts.}$$

$$R3c = w l - R2c = 12.5 - 6.95 = 5.55$$

$$R3d = \frac{2.5 \times 9}{2} + \frac{11.4 + 11.9}{9} = 11.2 + .06 = 11.26 \text{ Ts.}$$

$$R4d = w l - R3d = 22.5 - 11.26 = 11.24$$

$$R1 = R1a + R1b = 10 \text{ Ts.}$$

$$R2 = R b + R2 = 19.35 \text{ Ts.}$$

$$R3 = R3c + R3d = 16.81 \text{ Ts.}$$

$$R4 = R4d + R4c = 18.74 \text{ Ts.}$$

$$R = 70.00$$

Teniamos una carga total de 72 Ts. el error de 2 Ts. es debido a que consideramos una carga de 2.5 Ts/m en lugar de 2.5714 Ts.

PUNTOS DE INFLEXION.

TRABE b.

$$Mx = 0 = 5.2 + R1x - \frac{wx^2}{2} = -1.25x^2 - 10.10x + 5.2$$

$$x = \frac{10.10 \pm \sqrt{10.10^2 - 4(1.25)5.2}}{2(1.25)} = \frac{10.10 \pm \sqrt{100 - 26}}{2.5} =$$

$$= \frac{10.10 + 8.6}{2.5}$$

$$x = \frac{18.7}{2.5} = 7.50 \text{ m}$$

$$= \frac{1.5}{7.5} = 0.60$$

TRABE d.

$$Mx = 0 = 11.9 + 11.26x - wx^2 = -11.9 + 11.26x - 1.25x^2$$

$$0 = 1.25x^2 - 11.26x + 11.9$$

$$x = \frac{11.26 \pm \sqrt{11.26^2 - 4(1.25)11.9}}{2.5} = \frac{11.26 \pm \sqrt{126 - 59}}{2.5} =$$

$$x = \frac{11.26 \pm \sqrt{67}}{2.5}$$

$$x = \frac{11.26 + 8.2}{2.5}$$

$$x = \frac{19.46 - 7.8}{2.5} \text{ Mts}$$

$$x = \frac{3.06}{2.5} = 1.2 \text{ Mts.}$$

PUNTOS DE ESFUERZO CORTANTE NULO.

$$R1 = \frac{x}{y} \quad x = 1 - y$$

$$= \frac{1 - y}{y} = \frac{1 - 1}{y}$$

$$Y = \frac{R1}{R2 + 1}$$

$$Yb = \frac{9}{\frac{10.1}{12.4} + 1} = 4.95$$

$$Xb = 4.05$$

$$Yc = \frac{5}{\frac{6.95}{5.55} + 1} = 2.23$$

$$Xc = 2.77$$

$$Yd = 4.50$$

$$Yd = 4.50$$

MOMENTOS MAXIMOS.

$$Mx = R1x - wx^2 - [Me + R1 " x]$$

$$M \max_b = 11.2 (4.05) - \frac{2.5 (4.05)^2}{2} - [5.2 + 1.1 (4.05)]$$

$$= 45.4 - 20.5 - (5.2 + 4.46)$$

$$= 24.9 - 9.66$$

$$M \max = 15.24$$

$$M \max_c = - 6.25 (2.77) - 2.5 (2.77)^2/2 + 15.4 + 0.7 (2.77)$$

$$M \max_c = 5.71 \text{ Ts.}$$

$$M \max_d = \frac{11.9 + 11.4}{2} = 25 - 11.6 = 13.4$$

$$M \max_d = 13.4$$

DISEÑO DE LA VIGA.

Por esfuerzo cortante.

por especificaciones $v = 0.06 f'c = 0.06 (140) = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$.

$$bd = \frac{v}{v_j} = \frac{12500}{8.4 (0.855)} = 1740 \text{ cm}^2.$$

$$M \max = 1550000$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{1550000}{b}} = \sqrt{\frac{128000}{b}}$$

$$\text{Para } b = 40 \text{ supuesta } d = \sqrt{\frac{128000}{40}} = \sqrt{3200} = 57 \text{ cm}$$

$$\text{Para } b = 30 d = \sqrt{\frac{128000}{30}} = \sqrt{4260} = 65 \text{ cm}$$

Adoptamos una escuadría de 30 x 65

$bd = 30 \times 65 = 1950 \text{ cm}^2$ sobrada por esfuerzo cortante.

AREA DE ACERO.

$$\begin{aligned}
 M = 5.2 \text{ Ts} \quad As &= \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{520000}{70000} = 7.4 \text{ cm}^2 = 1.2 \text{ in}^2 \\
 M = 15.2 \text{ Ts} \quad As &= \quad " \quad = \frac{1520000}{70000} = 21.7 \text{ cm}^2 = 3.5 \text{ in}^2 \\
 M = 15.4 \text{ Ts} \quad As &= \quad " \quad = \frac{570000}{70000} = 22. \text{ cm}^2 = 3.5 \text{ in}^2 \\
 M = 5.7 \quad As &= \quad " \quad = \frac{570000}{70000} = 8.2 \text{ cm}^2 = 1.3 \text{ in}^2 \\
 M = 11.9 \quad As &= \quad " \quad = \frac{1190000}{70000} = 17.0 \text{ cm}^2 = 2.8 \text{ in}^2 \\
 M = 13.4 \quad As &= \quad " \quad = \frac{1340000}{70000} = 19.2 \text{ cm}^2 = 3.1 \text{ in}^2 \\
 M = 11.4 \quad As &= \quad " \quad = \frac{1140000}{70000} = 16.3 \text{ cm}^2 = 2.7 \text{ in}^2
 \end{aligned}$$

EXAMEN POR ADHERENCIA.

$$\text{Nudo 1} = \quad o = \frac{10100}{390} = 26 \text{ cm} = 10''$$

$$\begin{aligned}
 3 \text{ } \phi \text{ } 3/4 &= 7.1'' \text{ inacceptable} \\
 3 \text{ d } 3/4 \text{ y } 3 \text{ } \phi \text{ } 5/8 &= 10.6'' \quad 10'' \text{ correcto}
 \end{aligned}$$

$$\text{Nudo 2} = \quad o = \frac{12400}{390} = 32 \text{ cm} = 12.6''$$

$$8 \text{ } \phi \text{ } 3/4 \text{ y } \phi \text{ } 5/8 = 20.8'' \quad 12.6'' \text{ correcto.}$$

$$\text{Nudo 3} = \quad o = \frac{11260}{390} = 29 \text{ cm} = 11.4''$$

$$4 \text{ } \phi \text{ } 3/4 \text{ y } 4 \text{ } \phi \text{ } 5/8 = 17.3'' \quad 11.4'' \text{ correcto.}$$

$$\text{Nudo 4} = \quad o = \frac{11240}{390} = 29 \text{ cm} = 11.4''$$

$$4 \text{ } \phi \text{ } 3/4 \text{ y } 3 \text{ } \phi \text{ } 5/8 = 15.3'' \quad 11.4'' \text{ correcto.}$$

CALCULO DE ESTRIBOS.

TRABE (A)

$$v_{ap} = \frac{5000}{30 (0.855) 65} = 3 \text{ Ks/m}^2$$

$$V_c = 0.02 f'_c = 2.8$$

$$v_{ap} - V_c = 0.2$$

ponemos este a 30 cm., por espesor.

TRABE (B)

$$V_{ap} = \frac{12400}{1660} = 7.5 \text{ Kg/m}^2$$

$$V_{ap} - V_c = 7.5 - 2.8 = 4.7 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 x &= 188 \text{ cm.} \\
 V' &= \frac{188 \times 4.7 \times 30}{2} = 13200 \text{ cm}^3. \\
 Avfv &= 1600 \\
 No &= \frac{132.00}{16.00} \times 8 + \dots = 9 \text{ Estr.} \\
 \text{Dist. entre estribos a partir del apollo.} \\
 &5, 10, 10, 10, 15, 15, 20, 20, 30, 30, \text{ etc.} \\
 Vap &= \frac{75.00}{16.60} = 4.5 \\
 V &= 4.5 - 2.8 \quad 1.7 \\
 X &= 68 \text{ cm.} \\
 v' &= \frac{68 \times 1.7 \times 35}{2} = 2000 \\
 No &= \frac{2000}{1660} - 1 + \dots = 2
 \end{aligned}$$

La localización de estribos a lo largo de toda la viga puede verse con todo detalle en el plano IV adjunto.
 Se calcularán únicamente para la mitad derecha de la trabe b, para la trabe c, y para la trabe a, pues estos diagramas los puedo considerar como representativos ya que dada la distribución de esfuerzo cortante los diagramas me resultan muy semejantes.

Cantidades de material.

concreto	.30 x .65 x 28 = 5.5 m ³
Fierro varilla	5/8 ø x 70.00 mts. a 1.566 Kg/cm = 109.62
Fierro varilla	3/4 ø x 182.50 mts. a 2.262 Kg/cm = 412.82
Fierro varilla	7/8 ø x 20.40 mts. a 3.066 Kg/cm = 62.55
Varilla lisa	3/8 ø x 212.00 mts. a 0.559 Kg/cm = <u>118.50</u>
	<u>703.49</u>

Concreto para 42 trabes	231.00 m ³
Fierro	29.55 Ts.

T R A B E (C)

Concentraciones.

$$\text{Area tributaria} = 3 \times 7 \times .6 = 12.4 \text{ Ts.}$$

$$\text{p.p. Trabe transversal} = 3.3 \text{ Ts.}$$

$$\text{p. p. " longitudinal} = \frac{2.3 \text{ Ts.}}{18}$$

$$P = 18.2 \text{ Ts.}$$

R I G I D E C E S.

$$Ra = Rb = Rc = Rd = Re = \frac{4EI}{l} = 0.444 EI$$

Nudo 1	fda	=	1
Nudo 2	Fda	=	0.5 fdb = 0.5
Nudo 3	fdb	=	0.5 fdc = 0.5
Nudo 4	fdc	=	0.5 fdd = 0.5
Nudo 5	fdd	=	0.5 fde = 0.5
Nudo 6	Fde	=	1

Momento de empotramiento y Reacciones.
Trabe (A) (E).

$$R_1 = V_1 = \frac{Pb^2}{2l^3} (a + 2l)$$

$$R_1 = V_1 = \frac{P}{2l^3} \left(\frac{2l}{3}\right)^2 \left(\frac{l}{3} + 2l\right)$$

$$= \frac{4Pl^2/2}{2l^3} = \frac{2l}{3} = \frac{28}{54} P = \frac{14P}{27}$$

$$R_1'' = V_1'' = \frac{P}{2l^3} \left(\frac{l}{3}\right)^2 \left(\frac{2l}{3} + 2l\right)$$

$$= \frac{Pl^2}{18l^3} \frac{8l}{3} = \frac{8l}{54} = \frac{4P}{27}$$

$$R_1 = V_1 = \frac{18P}{27} = \frac{2P}{3} = \frac{2}{3} 18 = 12$$

$$R_2 = V_2 = \frac{Pa}{2l^3} (3l^2 - a^2)$$

$$R_2' = V_2' = \frac{P}{2l^3} \frac{1}{3} (3l^2 - \frac{1}{9}) = \frac{P}{6l^2} \left(\frac{27l^2}{9}\right) = \frac{P}{6l^2}$$

$$\frac{26l^2}{9} = \frac{26}{54} P = \frac{13P}{27}$$

$$R_2'' = V_2'' = \frac{P}{2l^3} \frac{2l}{3} (3l^2 - 4l^2) = \frac{P}{3l^2} \frac{(27l^2 - 4l^2)}{9} = \frac{P}{31^2}$$

$$\frac{23l^2}{9} = \frac{23P}{27}$$

$$R_2 = \frac{13P}{27} + \frac{23P}{27} = \frac{36P}{27} = \frac{4P}{3} = 24$$

$$M_1 = R_1a = 12 \times 3 = 36 \text{ Ts. m}$$

$$M_2 = \frac{2l}{3} - \frac{P}{3} = 12 \times 6 - 18 \times 3 = 72 - 54 = 18 \text{ Ts.m.}$$

$$M_3 = 12 \times 9 - 18 \times 6 - 18 \times 3 = 108 - 108 - 54 = -54 \text{ Ts.m.}$$

TRABE (B) (C) (D).

$$M_1 = M_2 = \frac{2Pl}{9} = \frac{2 \times 18 \times 9}{9} = 36 \text{ Ts.}$$

$$R_1 = V_1 = \frac{Pb^2}{l^3} (3a + b)$$

$$R_1 = V_1 = \frac{P}{13} \left(\frac{21}{3}\right)^2 \left(3 \frac{1}{3} + \frac{21}{3}\right)$$

$$= \frac{P}{13} \frac{41^2}{9} \frac{51}{3} = \frac{20 P}{27}$$

$$R_1'' = V_1'' = \frac{P}{13} (1)^2 \left(3 \frac{21}{3} + \frac{1}{3}\right)$$

$$= \frac{P}{13} \frac{1^2}{9} \left(\frac{61}{3} + \frac{1}{3}\right) = \frac{P}{13} \frac{1^2}{9} \frac{71}{3} = \frac{7 P}{27}$$

$$R = \frac{20P}{27} + \frac{7P}{27} = \frac{27P}{27} = P = 18$$

Momentos en las concentraciones:

PUNTOS DE INFLEXION:

Tanto los momentos máximos como los puntos de inflexión los podemos determinar a escala pues ya que en la trabe anterior se sacaron analíticamente y con todo detalle.

Para demostrar la efectividad del método gráfico tenemos en - - ejemplo un momento de 12 Ts.m. el cual está representado en la gráfica por 6 cm., por lo tanto.

$$\text{Escala de momento} = \frac{\text{Magnitud real}}{\text{Magnitud Dib.}} = \frac{MR}{MD} = \frac{1200 \text{ Ts-cm}}{6 \text{ cm.}} = 200 \text{ Ts.}$$

MD apreciable = 0.1 cm.

MR apreciable = MD (Esc) = 0.1 x 200 = 20 Ts-cm.

Sacando el por ciento $\frac{20}{1200} = 0.017$

El error que cometimos en los momentos es de 1.7%.

Con lo que se demuestra que el método es bastante bueno y sobre todo práctico.

DISEÑO DE LA TRABE.

El diseño lo haremos para 35 Ts. reforzando doblemente en los lugares en que la fatiga del concreto este sobrada.

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{3500000}{12.1 b}} = \sqrt{\frac{290000}{b}}$$

$$\text{para } b = 40 \text{ supuesta } d = \sqrt{\frac{290000}{40}} = \sqrt{7250} = 85 \text{ cm.}$$

Esta trabe a pesar de ser pesada nos conviene pues tiene las especificaciones de $b = \frac{1}{24} = 375$

POR ESFUERZO CORTANTE.

$$bd = \frac{24000}{8.4 (0.855)} = 3350 \text{ cm}^2.$$

$$bd = 40 \times 85 = 3400 \text{ cm}^2 = 3350 \text{ correcta por esfuerzo cortante.}$$

D I S E Ñ O D E L A T R A B E

Por esfuerzo cortante.

$$bd = \frac{24000}{8 (460) 855} = 3350 \text{ cm}^2.$$

Momento para diseño = 40 Ts-m. = 4000000 Kg/cm.

$$\text{para } b = 40 \text{ cm. } d = \sqrt{\frac{4000000}{12.10 \times 40}} = 90 \text{ cm.}$$

$bd = 40 \times 90 = 3600 \text{ cm}^2$ correcto por el cortante.
adaptamos una escuadría de 40 x 90 cm.

A R E A D E A C E R O

$$M = 39 \text{ As} = \frac{M}{f_s j d} = \frac{3900000}{97000} = 40 \text{ cm}^2 = 6.1 \text{ in}^2$$

$$M = 40 \text{ As} = \frac{4000000}{97000} = 41 \text{ cm}^2$$

$$M = 16.5 \text{ As} = \frac{1650000}{97000} = 17 \text{ cm}^2 = 2.6 \text{ in}^2.$$

$$M = 33.6 \text{ As} = \frac{3360000}{97000} = 35 \text{ cm}^2 = 5.4 \text{ in}^2$$

$$M = 20.4 \text{ As} = \frac{2040000}{97000} = 21 \text{ cm}^2 = 3.3 \text{ in}^2$$

En la sección en que $M = 40 \text{ Ts-m}$ se calcula con refuerzo en -- compresión.

$$As_2 = \frac{M_2}{f_s (d-d')} = \frac{45.5-40.00}{1265(90-5)} = \frac{550000}{1265(85)} = 5.15 \text{ cm}^2 \text{ fierro de tensión-adicional.}$$

Fierro de Compresión.

$$f_c'' = 34 \frac{65}{39} = 56.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A's = \frac{M - K b d^2}{n f_c \left(\frac{k d - d}{k d} \right) d - d'} = \frac{550000}{15 (65) \frac{39-5}{39} (85)} = \frac{550000}{850 \times 85} = 7.70 \text{ cm}^2.$$

Finalmente.

$$M = 45 \text{ Ts} \quad Ast = 41 + 5.2 = 46.2 \text{ cm}^2 = 7.1 \text{ in}^2$$

$$Asc = 7.7 \text{ cm}^2 = 1.2 \text{ in}^2$$

A D H E R E N C I A

$$\text{Nudo 1 } \circ = \frac{V}{u_j d} = \frac{12000}{540} = 22 \text{ cm} = 8.7''$$

$$4 \text{ \# } 1'' \text{ y } 5 \text{ \# } 3/4 = 24.3'' = 8.7 \text{ correcto.}$$

$$\text{Nudo } \phi = \frac{24000}{540} = 45 = 17''$$

$$9 \phi 1'' = 28.3'' = 17'' \text{ correcto.}$$

$$\text{Nudo } \phi = \frac{18000}{540} = 33 = 13''$$

$$7 \phi 1'' = 22'' = 13'' \text{ correcto.}$$

C A L C U L O D E E S T R I B O S .

Trabe a y e extremo izquierdo.

$$\text{Vap} = \frac{12000}{40(0.855)90} = 3.9$$

$$\text{Vc} = 0.2 \times 140 = 2.8$$

$$\text{V}' = 1.1 \times 40 \times 300 = 13200$$

$$\text{No} = \frac{13200}{1600} = 8 + \dots = 9 \text{ estribos.}$$

$$\text{Sep} = \frac{300}{9} = 33 \text{ cm.}$$

Tercio medio.

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

extremo derecho

$$\text{Vap} = \frac{24000}{40(0.855)90} = 8$$

$$\text{V} = 5.2 \times 40 \times 300 = 62000$$

$$\text{No} = \frac{62000}{1600} = 39 \text{ estribos.}$$

$$\text{Sep} = \frac{300}{39} = 7 \text{ cm.}$$

T R A B E b, c, d,

$$\text{Vap} = \frac{18000}{40(0.855)90} = 5.9$$

$$\text{V} = 300 \times 3.1 \times 40 = 37200$$

$$\text{No} = \frac{37200}{1600} = 23 \text{ estribos.}$$

$$\text{Sep} = \frac{300}{23} = 13 \text{ cm.}$$

CANTIDADES DE MATERIAL.

Concreto 0.4 x 0.9 x 45 = 16.2 m ³		
Fierro varilla ϕ 1" x 410.00 mts. a 4.003 Kg/m		1641.23 Kg.
Fierro varilla ϕ 3/4 x 115.60 " a 2.262 "		261.49 "
Varilla lisa ϕ 3/8 x 619.00 a 0.559 "		346.02 "
		<hr/> 2248.74 Kg.

Para todas las trabes de este tipo

Concreto 168.5 m³
Fierro 23.4 Ts.

C O L U M N A S .

En esta zona como dijimos al principio por tratarse de un piso se calculan las columnas con carga axial, naturalmente no es exacto este sistema; sin embargo como este trabajo trata de mostrar diversos métodos de cálculo y dada la aproximación que da en este tipo de estructura, lo adoptamos en nuestro cálculo.

Columna C-45

Datos: Long. = 5.00 mts.
Diam = 0.40 mts.
P = 42 Ts.

Columnas circulares con estribos.

Suponemos D 35 cm.

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{35} = 14.3 = 10$$

Es por lo tanto una columna larga.

$$p_p = \frac{\pi D^2}{4} \quad 2400 \times 5 = 1150 \text{ Kg.}$$

$$P = \frac{P'}{1.30 - 0.03 (14.3)} = \frac{43150}{0.873} = 49500$$

$$D = \sqrt{\frac{4 P}{(0.18 f_{8c} + 0.80 p_{fs})}} = \sqrt{\frac{4 P}{142}}$$

$$D = \sqrt{1400} = 37.5$$

para d = 38 cm.

$$\frac{h}{b} = 13.2$$

$$p_p = 1250$$

$$p = \frac{43350}{.905} = 48000$$

$$D = \sqrt{1350} = 37 \text{ cm.}$$

adoptamos un diámetro de 38 cm.

Fierro vertical.

$$A_s = pAg = 0.02 (1140) = 22.80 \text{ cm}^2.$$

ponemos a $\emptyset 3 \frac{3}{4} = 22.72$

Revisamos.

$$P = 0.18 Agf'c + 0.80 Asfs$$
$$= 0.18 (140 - 1140 + 0.80 (22.72) 1265$$
$$= 28750 + 23000 = 51750 \text{ Ts.}$$

$$P' = P (1.30 - 0.03 \frac{h}{b}) = 51750 (1.30 - 0.03) \times 13.2$$
$$= 51750 (0.905) = 46800$$
$$p = 46800 - 1350 = 45450 \text{ Kg.}$$

Teniamos la columna un poco sobrada pero ahí la dejamos.

$$p = \frac{22.72}{1140} = 0.02 \text{ correcto.}$$

$$8 \emptyset 3/4 \quad 6 \emptyset 5/8$$

E S T R I B O S.

Adoptamos alambrcn de $\emptyset 1/4''$
Separaci3n $16 \emptyset$ u.u. = 0.30 mts.
 $48 \emptyset$ est. = 0.30 mts.
 $b = 0.38$ mts.
Las colocamos 30 cm. c.a.c.

C A N T I D A D E S D E M A T E R I A L.

$$\text{Concreto } \frac{D2}{4} \quad h = .57 \text{ m}^3$$

Fierro 40 mts. $3/4 \emptyset$ a 2.26 Kg/m = 91 Kg.

Varilla lisa $1/4 = 17 \times 130 = 22$ Mts. a 0.248 Kg/m = 5.5 Kg.

para 64 columnas.

Concreto 36.5 m³.

Fierro 6.4 Ts.

L O S A S.

Por el diseo de la estructura las losas las calcularemos como armadas en un solo sentido pues la relaci3n de ancho y largo es muy notable, siguiendo por lo tanto el criterio de calcularlas como una viga de gran anchura, en nuestro caso un metro y continua de nueve claros iguales de tres metros; supongo nueve porque calculare la secci3n comprendida entre las dos juntas de construcci3n.

C A R G A S.

Como esta losa servir3a un3nicamente como azotea la considero las siguientes cargas:

Peso propio losa.	0.10 x 2400 = 240 Kg/m ² .
Peso terrado	0.10 x 1500 = 150 "
Peso enladrillado	= 50 "
Cargas accidentales.	= 60 "

$$M_E = \frac{1}{10} = \frac{500 \times 9}{10} = 450 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{L_E} = \frac{1}{8} = \frac{500 \times 9}{8} = 560 \text{ Kg/m.}$$

$$M_L = 560 - 450 = 110 \text{ Kg/m.}$$

Nótese que he calculado los momentos en forma aproximada pues con anterioridad hemos visto con todo detalle el método de Cross que es el que se deberá usar en este caso.

El peralte se calcula en el momento mayor, las áreas de acero se proporcionan de acuerdo con los momentos respectivos.

$$d = 0.287 \quad 45000 = 6.1 \text{ cm. } h = 9 \text{ cm.}$$

$$As_1 = 0.0112 \times 100 \times 6.1 = 6.8 \text{ cm.}$$

$$As_1 = \text{Var } \phi \text{ } 3/8 \text{ } 10 \text{ cm., c. a c.}$$

$$As^2 = \frac{11000}{1265 \times 0.855 \times 6.1} = 1.7 \text{ cm.}$$

Queda fuera de especificaciones pues la separación máxima es 2.5 veces al peralte de la losa por lo que el armado quedará.

$$As^2 = \text{var } 3/8 \text{ } \phi \text{ a } 25 \text{ cm. c.a.c.}$$

Armado de temperatura y fragado.

$$As = 0.003 \text{ bd} = 0.003 \times 100 \times 6.1 = 1.83 \text{ cm}^2.$$

PUNTOS DE INFLEXION.

$$M_x = 0 = -450 + 750 \cdot \frac{500 \times 2}{2}$$

$$M_x = 250 \times 2 - 750 \times 4 + 450$$

$$x = \frac{750 - 750 - 4}{500} (250 \times 450) = \frac{750 - 560000 - 450000}{500}$$

$$x = \frac{750 + 110000}{500} \quad \frac{750 + 332}{500}$$

$$x^1 = \frac{1082}{500} = 2.16 \text{ cm.}$$

$$x^2 = \frac{418}{500} = 0.84 \text{ cm.}$$

Cantidades de material para tramos de 3.00 x 1.00

Concreto 3.00 x 100 x 0.09 = 0.27 m³.

Fierro 15 mts.

Fierro 18 mts.

Fierro 11 mts.

44 mts. - 25 Kg.

Concreto para 3260 m^2 de losa de 9 cm., de peralte.
 $1090 \times 0.27 = 295 \text{ m}^3$.
 Fierro 27 Ts.

C I M E N T A C I O N .

Puntos de aplicación de la resultante de cargas verticales.

$$\begin{aligned} M_x &= 136 \times 28 + 226 \times 19 + 226 \times 10 + 136 \times 1 = P_y \\ &= 3800 + 136 + 4300 + 2260 = 724 \text{ y} \\ &= 10496 = 724 \text{ y} \\ y &= \frac{10496}{724} = 14.5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= P_x = 196 \times 24 + 176 \times 15 + 176 \times 10 + 176 + 1 \\ &= 196 \times 24 + 176 (15 + 10 + - 1) = 196 \times 24 + 176 \times 26 \\ &= 6700 - 4575 = 9275 \\ &= \frac{9275}{724} = 12.8 \text{ mts.} \end{aligned}$$

La excentricidad de la carga total del Edificio es insignificante, pues cae sobre el eje transversal del edificio a 0.50 mts., del centro de gravedad. Por consiguiente, los esfuerzos a que estará sometido el terreno serán todos positivos, por caer dentro del núcleo central.

Area de cimentación considerando que la fatiga permisible del suelo es de 2.5 Kg/cm^2 .

$$r = \frac{P}{A} \quad A = \frac{P}{5} = \frac{724}{2.5} = 290 \text{ m}^2.$$

Area cubierta = 620 m^2 .

Area de cimentación = 47 % del area cubierta.
 evidentemente cimentaremos con zapatas aisladas de las cuales calcularemos una con todo detalle.

Datos:

Columna de 38 cm., de diámetro.

$$\begin{aligned} P &= 61 \text{ Ts.} \\ &= 2.5 \text{ Kg/cm}^2. \end{aligned}$$

P_p sup. 4.8 Ts.

$$f_c \text{ compensación} = 0.25 f'c = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c \text{ flexión} = 0.45 f'c = 63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c \text{ Penetración} = 0.12 f'c = 16.8 \text{ Kg/m}^2$$

$$v = 0.2 f'c = 2.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 0.0375 f'c = 5.25 \text{ Kg/cm}^2.$$

AREA DE CIMENTACION.

$$A = \frac{65800}{2.5} = 26300 \text{ m}^2$$

$$l = 1.65 \text{ mts.}$$

$$\text{Volado } C = 60 \text{ cm.}$$

PERALTE.

a).- Penetración.

$$\text{Carga} = (65800 - 2000) \cdot 2.5 = 63800 \times 2.5 = 159000$$

Perímetro que trasmite la carga = 180 cm.

$$dp = \frac{159000}{180 \times 16.8} = 53 \text{ cm.}$$

b).- Esfuerzo cortante $\frac{V}{\omega} = 1.12$

$$a = 26300$$

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

$$\begin{aligned} \text{d).- } &= \frac{1.75 \frac{V}{\omega} + 2}{7 \frac{V}{\omega} + 4} a + \sqrt{\frac{1.75 \frac{V}{\omega} + 2}{7 \frac{V}{\omega} + 4} a^2 + \frac{A - a^2}{7 \frac{V}{\omega} + 4}} \\ &= \frac{1.75 \times 1.12 + 2}{7 \times 1.12 + 4} 45 + \sqrt{\frac{1.75 \times 1.12 + 2}{7 \times 1.12 + 4} 45^2 + \frac{26300 - 45^2}{7 \times 1.12 + 4}} \\ &= \frac{3.96}{11.84} 45 + \sqrt{\frac{3.96}{11.84} 45 + \frac{24300}{11.84}} \\ &= 15 + \sqrt{225 + 2030} = 15 + \sqrt{2255} = 15 + 47.6 \\ &= 63 \text{ cm.} \end{aligned}$$

c).- Por refuerzo máximo. $f_s = 950 \text{ Kg/m}^2$.

$$r = 2.5 - \frac{4800}{165 \times 165} = 2.5 - .177 = 2.3 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M = 0.85 \times 2.3 \times \frac{100 \times 60^2}{2} = 350000 \text{ Kg/cm.}$$

$$d = \frac{350000}{7.1 \times 950 \times 0.834} = 63 \text{ cm.}$$

d).- Por momento.

$$d = \sqrt{\frac{350000}{13.09 \times 100}} = 16 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{350000}{950 \times 0.834 \times 16} = 27.5 \text{ cm}^2.$$

Var $3/8 \phi 3.32 \text{ cm c.a.c.}$

El proceso de cálculo para las demás zapatas es exactamente igual con excepción de las zapatas que están en la junta de construcción de la cual haremos un cálculo a continuación.

A R E A D E C I M E N T A C I O N .

$$p = 37 \text{ Ts.}$$

$$T = 2.5 \text{ Kg/cm.}$$

$$P_p = \text{sup} = 4.8 \text{ Ts.}$$

$$A = \frac{41800}{2.5} = 16700 \text{ cm.}$$

$$a = 1.00 \text{ m}$$

$$e = 1.67 \text{ m}$$

$$\text{volado } c = 0.61 \text{ m}$$

Cálculo de la ménsula.

$$W = 0.55 \times 1.67 \times 25000 = 23000 \text{ Kg.}$$

$$M = \frac{W l}{2} = \frac{23000 \times 0.55}{2} = 6350 \text{ Kg/m.} \quad 635000 \text{ Kg/cm.}$$

PERALTE POR MOMENTO FLEXIONANTE.

$$d = 0.3 \frac{635000}{45} = 36 \text{ cm.}$$

PERALTE POR ESFUERZO CORTANTE.

$$v = \frac{V}{b_j d} \quad d = \frac{V}{b_j v} = \frac{23000}{45 \times 0.8 \times 8.4} = 76 \text{ cm.} \quad h = 80 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{635\ 000}{1100 \times 76} = 7.6 \text{ cm} \quad d \text{ } \phi \text{ } 5/8''$$

Estr. U 1/4 ϕ 3 a 5 cm c.a.c.

3 a 7 cm c.a.c.

3 a 10 cm c.a.c.

C A L C U L O D E L O S A .

$$P = 25000 \times 0.61 = 15300 \text{ Kg.}$$

$$M = 15300 \times .61 = 4630 = \text{Kg/m} = 465000 \text{ Kg/cm.}$$

Varilla de 1/2 ϕ 10 cm c.a.c.

$$f_s = \frac{2 \times 7 \times 61}{1.27} = 670 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$K = \frac{63}{63 \cdot 670} = 0.585$$

$$J = 0.805$$

$$d = \frac{465000}{12.2 \times 670 \times 0.8} = 72 \text{ cm.}$$

E S F U E R Z O C O R T A N T E .

$$V = \frac{15300}{100 \times 0.8 \times 72} = 2.7 \quad 2.8$$

$$A_s' = 0.003 \text{ bd} = 0.003 (100 \times 72) = 2.16 \text{ cm}^2.$$

CANTIDAD DE MATERIAL EN ZAPATAS.

Tipo 1

Concreto	82 m ³	
Fierro		1500 Kg.

Tipo 2

Cemento	21 m ³	
Fierro		500 Kg.

500 Kg.

TOTALES PARA ZAPATAS

105 m³ concreto
2 Ts. Fierro

Con esto damos por terminado el estudio de esta zona de la estructura pues como hemos visto se ha diseñado con todo detalle uno de cada elemento de la estructura, sobre entendiéndose que todos se calcularán según los mismos procedimientos; en adelante se diseñará únicamente los que presenten alguna variación notable.

Z O N A D.

Esta zona no presenta grandes variaciones que la anterior y si acaso presenta algunas se podrá disipar cualquier duda en el estudio detallado que se hará en la "Zona O" al calcular y diseñar uno de los marcos.

La principal diferencia consiste en que esta estructura tiene dos grados de libertad y por consiguiente calculándola con toda exactitud deberíamos tener en cuenta los momentos producidos por las cargas de viento; aunque en la práctica para edificios hasta de 2 pisos no se tiene en cuenta el viento máxime que la forma del edificio nos presenta gran estabilidad, ya que es más ancho que alto cosa que no sucede con la estructura de la "Zona O".

Una vez expuesto lo anterior, me limitaré en éste estudio a exponer únicamente las cantidades de material que entren en este cuerpo para poder ver al final las cantidades totales de concreto y fierro que entren en toda la estructura y así poder hacer un análisis completo de costos y por consiguiente un costo muy aproximado de metro cuadrado cubierto por estructura de concreto.

Así de acuerdo con los cálculos hechos por separado. Las cantidades de material necesitadas para este cuerpo será:

L O S A S	Concreto.....	78 m ³ .
	Fierro.....	8 Ts.
T R A B E S	Concreto.....	52 m ³ .
	Fierro.....	4 Ts.
C O L U M N A S	Concreto.....	15 m ³ .
	Fierro.....	1 Ts.
Z A P A T A S	Concreto.....	16 m ³ .
	Fierro.....	1 Ts.
	TOTAL CONCRETO.-	161 m ³ .
	TOTAL FIERRO.-	14 Ts.

Z O N A O.

Como se verá en los planos esta zona es la que presenta mayor interés en lo que respecta a su cálculo pues se trata de un edificio de nueve pisos y planta baja.

En el cual debido a su forma, muy alta y muy larga en relación con su ancho, tiene gran influencia el empuje de vientos que en estas regiones según estadística de 20 años atrás a la fecha, llega a ejercer una presión de 150 Kg/m^2 , presión que he adoptado para mis cálculos.

Mi exposición se limitará al marco marcado con la letra N el cual he considerado como representativo de los demás, es evidente que el cálculo completo incluye el estudio del marco perpendicular al anterior, por ejemplo el que corresponde al eje 55 pero debido a la brevedad de mi trabajo, como dije antes, me limito al estudio de uno solo, el primero antes mencionado.

Para el cálculo de los efectos producidos por cargas horizontales existen dos métodos principales, el método exacto que estudia los grados de libertad de la estructura y nos da una ecuación con tantas incógnitas como grados de libertad tenga; por consiguiente, tendremos una ecuación por cada piso, estas ecuaciones se les llama "ecuaciones de piso o ecuaciones de los grados de libertad".

El Método que yo emplearé en la resolución del marco es uno de los comprendidos bajo el título de METODOS ISOSTATICOS APROXIMADOS EN LA SOLUCION DE ESTRUCTURAS RECTICULARES. (Capítulo X del libro de Estructuras de Concreto del Maestro Ing. Alberto J. Flores.

Que según el autor es válido para estructuras de claros prácticamente iguales y sin irregularidades en la distribución de cargas, condiciones que evidentemente reúne mi marco. Este método es el llamado METODO DEL PORTAL.

Este método supone las siguientes condiciones:

- a).- El punto de momento nulo en las trabes se encuentra a la mitad de ellas.
- b).- En las columnas pertenecientes al piso más alto, se encuentra a la tercera parte de su altura, distancia medida desde su base.
- c).- En las columnas pertenecientes al piso más bajo se encuentra a las dos terceras partes de la altura medida también a partir de su base.
- d).- En las columnas de los pisos intermedios se encuentra a una distancia igual a un medio de su altura.

Entonces con las condiciones anteriores y aplicando la estática pura pasamos a la solución del problema.

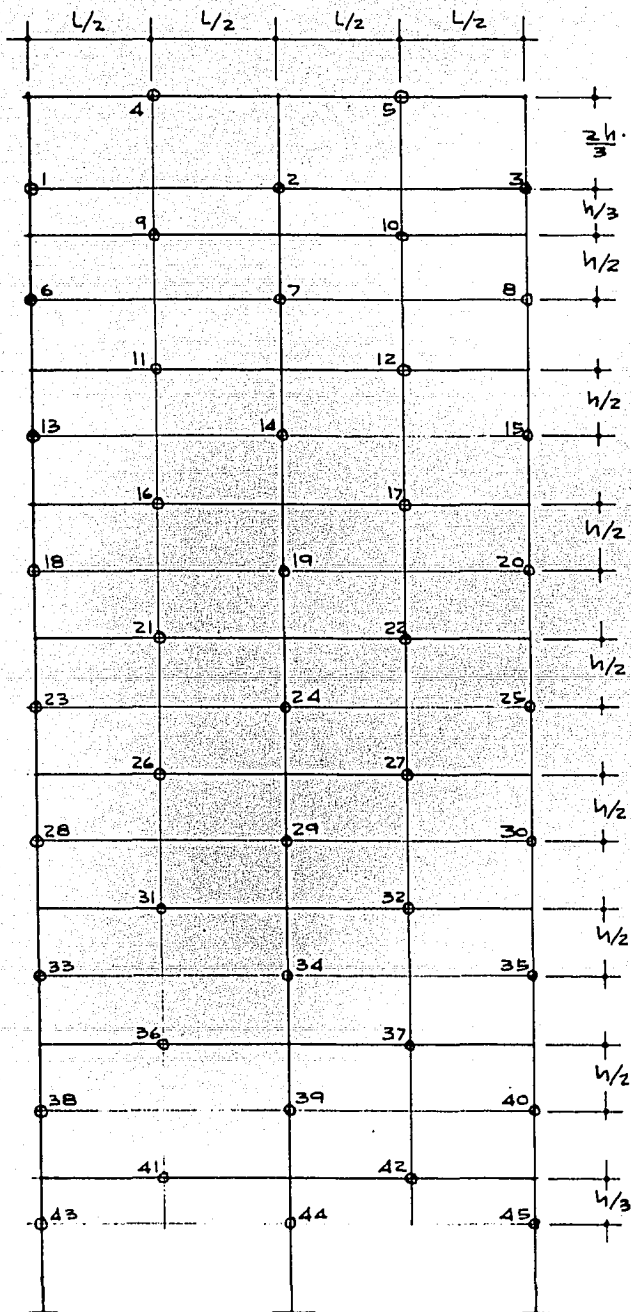


FIG 1

N O M E N C L A T U R A .

Empezaré por las articulaciones consideradas en el marco por medio de los números 1, 2, 3, 4, ... etc. (Ver figura I), llamaré a las fuerzas verticales con la letra N y a las horizontales con la letra T afectadas cada una de ellas por un subíndice que corresponde al número de las articulaciones sobre la cual actúan.

El cálculo de los esfuerzos antes mencionados se efectúa exclusivamente por métodos puramente estáticos aplicando las ecuaciones clásicas.

$$M = 0 \quad F_v = 0 \quad \text{y} \quad F_h = 0.$$

A continuación expongo el cálculo detallado de los esfuerzos de la primera sección, limitándome en los demás a enunciar los valores de cada uno de los esfuerzos.

$$M_1 = 0 = 2.10 - N_3 \times 9.00$$

$$N_3 = \frac{1.20 \times 2.10}{9} = 0.28$$

$$N_1 = 0.28$$

Haciendo secciones en 5.

$$T_3 \times 2.10 = 0.28 \times 2.25 = \frac{0.28 \times 2.25}{2.10} = 0.3$$

$$F_v = N_5 - N_3$$

$$N_5 = N_3 = 0.28$$

$$T_5 = \frac{1.20 \times 2.10 - 0.28 \times 2.25}{2.10} = 0.89$$

$$T_3 \times 2.10 = 0.28 \times 2.25 = \frac{0.28 \times 2.25}{2.10} = 0.3$$

$$F_v = N_5 - N$$

$$N_5 = N = 0.28$$

$$T_5 = \frac{1.20 \times 2.10 - 0.28}{2.10} \times 2.25 = 0.89$$

$$\sum M_4 = 0.28 \times 4.5 - T_2 \times 2.10$$

$$T_2 = \frac{0.28 \times 4.3}{2.10} - 0.60$$

$$\sum F h = 0.90 - 0.60 = T4$$

$$T4 = 0.30$$

$$T1 = T4 \quad 0.30$$

$$N4 = N1 \quad 0.28 \text{ Ts.}$$

Con lo cual queda terminado el cálculo de los esfuerzos que actúan en las articulaciones que quedan comprendidas en el corte bajo el nivel nueve a la altura de las articulaciones 1, 2, y 3.

Los valores de los esfuerzos restantes se dan a continuación:

ARTICULACIONES:					
"	6	N6 =	1.07	Ts.	T6 = 0.90 Ts.
"	7	N7 =	0.00	"	T7 = 1.80 "
"	8	N8 =	1.07	"	T8 = 0.90 "
"	9	N9 =	0.79	"	T9 = 0.60 "
"	10	N10 =	0.79	"	T10 = 1.80 "
"	11	N11 =	1.71	"	T11 = 0.60 "
"	12	N12 =	1.71	"	T12 = 1.80 "
"	13	N13 =	2.78	"	T13 = 1.50 "
"	14	N14 =	0.00	"	T14 = 3.00 "
"	15	N15 =	2.78	"	T15 = 1.50 "
"	16	N16 =	1.76	"	T16 = 4.76 "
"	17	N17 =	1.76	"	T17 = 2.95 "
"	18	N18 =	5.35	"	T18 = 2.10 "
"	19	N19 =	0.00	"	T19 = 1.94 "
"	20	N20 =	5.35	"	T20 = 2.10 "
"	21	N21 =	3.45	"	T21 = 0.60 "
"	22	N22 =	3.45	"	T22 = 1.80 "
"	23	N23 =	8.80	"	T23 = 2.70 "
"	24	N24 =	0.00	"	T24 = 5.40 "
"	25	N25 =	8.80	"	T25 = 2.70 "
"	26	N26 =	4.20	"	T26 = 0.60 "
"	27	N27 =	4.20	"	T27 = 1.80 "
"	28	N28 =	13.00	"	T28 = 3.30 "
"	29	N29 =	0.00	"	T29 = 6.60 "
"	30	N30 =	13.00	"	T30 = 3.30 "
"	31	N31 =	5.00	"	T31 = 0.60 "
"	32	N32 =	5.00	"	T32 = 1.80 "
"	33	N33 =	18.00	"	T33 = 3.90 "
"	34	N34 =	0.00	"	T34 = 7.80 "
"	35	N35 =	18.00	"	T35 = 3.90 "
"	36	N36 =	6.00	"	T36 = 0.60 "
"	37	N37 =	6.00	"	T37 = 1.80 "
"	38	N38 =	24.00	"	T38 = 4.50 "
"	39	N39 =	0.00	"	T39 = 9.00 "
"	40	N40 =	7.00	"	T40 = 0.00 "
"	41	N41 =	7.00	"	T41 = 0.75 "
"	42	N42 =	31.00	"	T42 = 2.25 "
"	43	N43 =	0.00	"	T43 = 5.25 "
"	44	N44 =	31.00	"	T44 = 10.50 "
"	45	N45 =	31.00	"	T45 = 5.25 "

Ya con los valores anteriores y tomando en cuenta sus brazos de palanca y sus sentidos, determinamos los momentos producidos en cada nudo, los esfuerzos cortantes en cada uno de los elementos, y finalmente los esfuerzos normales, también para cada elemento. (Ver diagramas por efecto de viento.)

C A R G A S V V E R T I C A L E S.

Para el cálculo de esfuerzo por cargas verticales emplearemos el método de Harry Cross para marcos rígidos.

Como primer paso haremos tanteos para encontrar las rigideces tanto de columnas como de trabes, por lo cual calcularemos aproximadamente las escuadrías de los elementos para obtener sus momentos de inercia y así encontrar la relación en que se encuentran en cada nudo las rigideces de cada elemento.

Los resultados obtenidos mediante los cálculos que se hacen por separado fueron los siguientes:

Para los nudos exteriores en los pisos 1, 2 y 3 las rigideces de la columna es el doble de la trabe.

Para los nudos extremos en pisos 4, 5 y 6 la rigidez de la columna es 3 veces de la trabe y para los nudos extremos en pisos 7, 8 y 9 la rigidez de la columna es 4 veces la de la trabe.

En los nudos centrales de todos los pisos de rigidez de la columna es tres veces la de la trabe.

Con los datos anteriores y los momentos de empotramiento de la trabe:

$$C_v = 250 \text{ Kg.}$$

$$C_m = 350 \text{ Kg.}$$

$$\text{Azotea} = 600 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Entrepiso} = 600 \text{ Kg/m}^2.$$

$$P_a = \frac{450 \times 4.50}{2} \times 600 = 6000 \text{ Kg.}$$

$$p_D = 0.20 \times 0.50 \times 2400 = \text{Kg/m.}$$

$$\text{Momento de empotramiento} = \frac{0.25 \times 4.50^2}{12} = 0.42 \text{ T-M}$$

$$M_{ed} = \frac{5}{48} \quad 6 \times 4.50 = 2.82$$

$$M_e = 0.42 \cdot 2.82 = 3.24 \text{ T-M}$$

Momento en el centro del claro.

$$\text{Carga unit.} \quad M = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{0.25 \times 4.5^2}{8} = 0.63 \text{ T-M}$$

$$\text{Carga triangular} = \frac{P_1}{6} = \frac{6 \times 4.5}{6} = \frac{4.5}{5.13} \text{ -TM}$$

Entramos con el método de Gross a calcular los momentos finales en los nudos.

(Ver cuadro cálculos en lámina No.)

De los resultados de este método podemos pasar a dibujar el diagrama de momentos reflexionantes.

ESFUERZO CORTANTE.

El primer paso consistirá en determinar las reacciones originadas por la carga viva y la carga muerta tomando en cuenta además los momentos encontrados en el cálculo anterior.

La fórmula es $R_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{W}{2} \cdot \frac{M_2 - M}{2}$ siendo W el peso propio de la trabe por metro lineal y la carga triangular que le transmite la losa.

Así que el nivel 9 se tendrá:

$$\text{Reacción } N - 33 = \frac{0.25 \times 4.50}{2} \cdot \frac{6}{2} \cdot \frac{3.65 + 2.62}{4.50} = 3.34$$

$$\text{N} - 36 = 3.34$$

$$\text{N} - 55 = 14.24 - 6.68 = 7.56$$

Siguiendo el mismo procedimiento tendremos:

NIVEL		REACCION	
8		N - 33 = N - 35 = 3.49	
"		N - 55 = 7.26	
7	"	N - 33 = N - 36 = 3.47	
"		N - 55 = 7.30	
6	"	N - 33 = N - 36 = 3.45	
"		N - 55 = 7.34	
5	"	N - 33 = N - 36 = 3.46	
"		N - 55 = 7.32	
4	"	N - 33 = N - 36 = 3.45	
"		N - 55 = 7.34	
3	"	N - 33 = N - 36 = 3.40	
"		N - 55 = 7.44	
2	"	N - 33 = N - 36 = 3.41	
"		N - 55 = 7.42	
1	"	N - 33 = N - 36 = 3.37	
"		N - 55 = 7.50	

Con estos datos podemos construir el diagrama de esfuerzo cortante producido por las fuerzas verticales. (Ver diagrama.)

DISEÑO DEL MARCO.

Ya nos encontramos en posibilidad de hacerlo pues tenemos calculados los esfuerzos en cada uno de los elementos producidos por cargas verticales y por cargas debidas a viento, por consiguiente combinando los dos tipos obtendremos, los diagramas de momento flexionante, de esfuerzos cortantes y de esfuerzos normales debido al efecto combinado de fuerzas verticales y horizontales.

Para el diseño emplearemos directamente los diagramas pues ya con anterioridad demostramos que éstos a una escala conveniente nos dá una aproximación aceptable para los efectos de nuestro cálculo.

Nótese que los diagramas están dibujados suponiendo al viento actuando de derecha a izquierda, por lo que al cambiar la dirección del viento los esfuerzos serán los mismos pero simétricos a los anteriores, por consiguiente nuestro diseño se sujetará a los miembros más fatigados de nuestros diagramas, es decir, los que se encuentran trabajando en condiciones más desfavorables.

LOSAS.

El cálculo de éstas lo haremos por medio de coeficientes, pues el cálculo exacto es muy laborioso y dilatado, además que la exactitud que se logra no difiere gran cosa con el método de cálculo que emplearemos.

Atendiendo a esto se ha hecho una serie de estudios y experiencias para losas perimetrales continuas en tablero, con objeto de obtener coeficientes de momentos flexionantes en losas cuadradas y rectangulares en claros iguales, caso sumamente frecuente en la práctica. Estos coeficientes son aplicables comunmente para claros desiguales cuando la relación de variación de un claro al vecino no es mayor del 10%.

Para mi problema voy a emplear los coeficientes de Marcus, cuyas gráficas se encuentran en el Libro de Concreto del Ing. Alberto Muñoz, marcados con los números 31, 32 y 33 en las páginas Nos. 508, 509 y 510.

Las fajas laterales son de un ancho de $1/4$ del claro menor.

Las gráficas dan el valor del coeficiente "q" que debe usarse en la fórmula $M = q w b$ en donde "w" es la carga total de la losa, "b" es el ancho de la faja considerada.

En losas rectangulares el coeficiente de momento está dado en función de la relación "m" del claro menor dividido por el mayor, la fórmula que dá el momento en éstas losas es $M = p w l^2 b$.

Como puede verse en las gráficas el tablero mayor registrado →

comprende 4 x 4 losas, no es difícil imaginar un edificio grande que lleve 8 o 10 tramos por lado, pero hay que considerar que es raro encontrar un sistema de losas continuas mayor de 4 x 4 tramos, pues en cualquier estructura grande hay necesidad de poner juntas de dilatación en las losas para tener en cuenta las contracciones y dilataciones.

Una vez expuesto lo anterior entramos a nuestro problema.

Calcularemos un tablero de 8 losas de 5 x 4.50 cada una, presentándose 2 tipos, la primera con continuidad en dos de sus lados y la segunda con continuidad en tres; para el cálculo emplearemos los coeficientes de Marcus para losas continuas.

Carga total en cada losa:

$$W = 600$$

$$M = q W l b = 12,100 \text{ qb}$$

$$l = 4.50 \text{ mts.}$$

$$l' = 5.00 \text{ mts.}$$

$$m = l = \frac{4.50}{5.00} = 0.90 \text{ m}^3 = 0.73$$

NOMENCLATURA DE LAS ZONAS. (Ver página siguiente.)

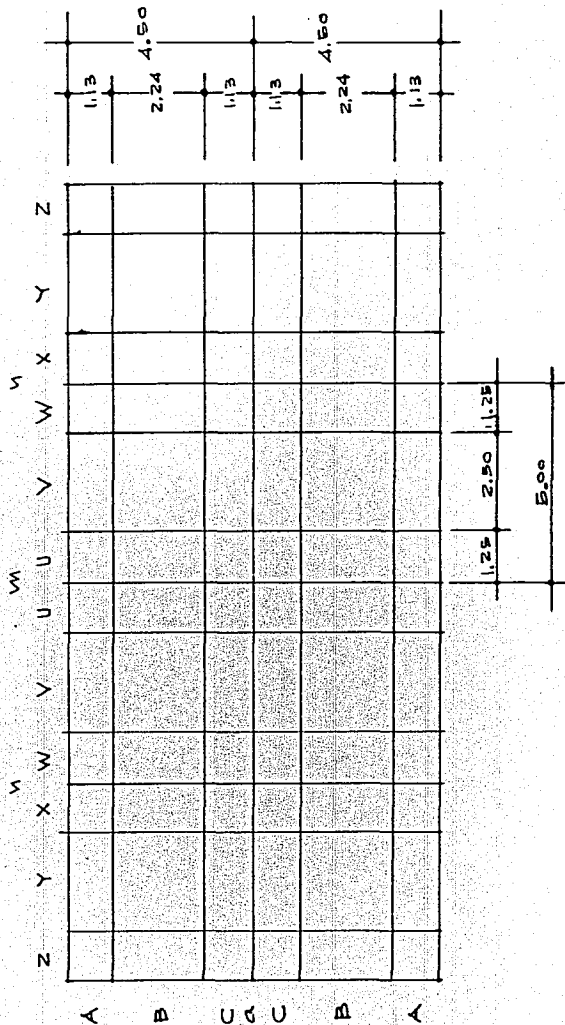
$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = 0.3 \quad \sqrt{\frac{200000}{250}} = 8.5 \text{ cm.}$$

$$r = \underline{2.5 \text{ rec.}}$$

$$h = 11.0 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{M}{fsjd} = \frac{M}{1265 \times 0.867 \times 8.5} = \frac{M}{9300}$$

$$S = \frac{0.71 \times b}{As} = S \text{ max} = 2.5 d = 2.5 \times 8.5 = 21.2$$



NOMENCLATURA DE LOSAS

Coeficiente.	Momentos.	As.	5 ϕ 3/8"	b	No. de ϕ	
A - Y 0.0237	323	-	3.5	21.2	1.13	6
A - n 0.0392		535	5.8	13.8	1.13	9
A - v 0.0198	270		3.9	21.2	1.13	6
A - m 0.0288		393	4.3	18.7	1.13	7
B - Y 0.0271	735		7.9	20.0	2.24	12
B - n 0.520		1400	15.0	10.5	2.24	22
B - v 0.0250	680		7.3	21.2	2.24	11
B - m 0.0385		1040	11.2	14.1	2.24	16
C - Y 0.0190	258		2.8	21.2	1.13	6
C - n 0.0335		455	4.9	16.4	1.13	7
C - v 0.0159	217		2.4	21.1	1.13	6
C - m 0.0248		338	3.7	21.2	1.13	6
Z - B 0.0314	474		5.2	17.0	1.25	8
Z - a 0.540		815	8.8	10.0	1.25	13
Y - B 0.0355	1070		11.5	15.5	2.50	17
Y - a 0.0668		2000	21.6	8.4	2.50	30
X - B 0.0257	387		4.2	21.0	1.25	6
X - a 0.0478		720	7.8	11.4	1.25	11
W - B 0.0215	325		3.5	21.2	1.25	6
W - a 0.0384		578	6.2	14.3	1.25	9
V - 0.0280	845		9.1	19.5	2.50	13
V - a 0.0550		1660	18.0	9.8	2.50	26
V - B 0.0215	325		3.5	21.2	1.25	6
V - a 0.0384		578	6.2	14.3	1.25	9

C A L C U L O D E C O L U M N A S .

Voy a calcular con todo detalle la columna correspondiente al nivel 1 N - 55 ya que en todas las demás se sigue un proceso similar.

Considero momento en el sentido del marco calculado, pues el momento debido al transversal es insignificante dadas las características del edificio en lo que respecta a su forma.

C A L C U L O C O L U M N A .

Supongo una columna de sección 70 x 70 cm., y también supongo un valor de kd de acuerdo con el cual varían mis áreas de acero que supongo deberán ser simétricas en dos caras de la columna, si después del cálculo esto no sucede, tendré que probar con otro valor de kd; el cálculo que expongo a continuación resulta naturalmente des--

pués de hacer varios tanteos de kd.

D A T O S:

Carga $N = 115$ Ts. Momento $M = 27$ Ts-m. $N = 15$ r = 6 cm.

$f_c = 0.3$ f'c 42 Kg/cm.

El valor de kd que nos dará el resultado más aproximado es de:

$$Kd = 56$$

S O L U C I O N.

$$\text{Exentricidad } e = \frac{27}{115} = 0.23 \text{ cm.}$$

$$\text{Amplitud del eje neutro para } p = 0.04 = \frac{1}{4}$$

$$\frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm.}$$

La carga cae 5.5 cm., fuera del nucleo central.

$$M = 115000(29 + 29) = 6000000$$

$$C = \frac{1}{2} f_c k d b = 21 (56) 70 = 82000$$

$$M_1 = C \left(d - \frac{kd}{3} \right) = 82000 (64 - 18.7) = 3700000$$

$$M_2 = M - M_1 = 2300000$$

$$C' = \frac{M_2}{d-d'} = \frac{2300000}{58} = 39000$$

$$f_c'' = \frac{50 (42)}{56} = 37.5$$

$$f_c''^8 = \frac{8 (42)}{56} = 6$$

$$A''_B = \frac{C'}{n(f_c''^8)} = \frac{39000}{15 (37.5)} = 70 \text{ cm}^2$$

$$A_B = \frac{C + C' - N}{18 (f_c''^8)} = \frac{82000 + 39000 - 115000}{15 (6)} = 73 \text{ cm}^2$$

$$9 \text{ } \neq \text{ } 1 \frac{1}{4}'' = 70.83$$

$$A_{st} = 141.66$$

$$p = \frac{141.66}{4900} (100) = 2.9 \%$$

COMPROBACION.

$$f_c \text{ permisible} = \frac{0.18 f'_c + 0.80 f_{sp}}{1 + (n-1) p} \frac{(D e' + t)}{C D e' + t}$$

$$f_a = \frac{0.18 (140) + 0.80 (928) (0.029)}{1 + 14 (0.029)} = \frac{25.2 + 21.5}{1.405} = \frac{46.7}{1.405}$$

$$f_a = 33.2$$

$$D e' = \frac{1 + (n-1) p}{0.167 + (n-1) p (0.5) g^2} \frac{1.405}{0.167 + 0.405 (0.401)} =$$

$$= \frac{1.405}{0.167 + 0.271} = \frac{1.405}{0.438} = 3.21$$

$$C = \frac{f_a}{0.45 f'_c} = \frac{33.2}{0.45 (140)} = 0.53$$

$$D e' = 3.21 \times 23 = 74.00$$

$$C D e' = 39.2$$

$$D e' + t = 144$$

$$C D e' + t = 109.2$$

$$f_c \text{ permisible} = 33.2 \frac{144}{109.2} = 43 \text{ Kg/cm}^2$$

ESTRIBOS.

Por especificaciones pondremos estribos de $3/8" \phi$

SEPARACION.

$$16 \phi \text{ v.v} = 20" = 50 \text{ cm.}$$

$$48 \phi \text{ est.} = 18" = 46 \text{ cm.}$$

$$b = 70 \text{ cm} = 1$$

Adoptamos una separación de 45 cm., c. a c.

CALCULO DE COLUMNAS.

Nivel 8 N - 33, N - 36

Suponemos una escuadría de 35 x 35 y una proporción de fierro $p = 2\%$

$$e = \frac{340}{13} = 26 \text{ cm.}$$

$$P = 35^2 (42) (1 + 14 \times 0.02) = 1250 \times 42 \times 1.28 = 67 \text{ Ts.}$$

$$\frac{e}{n} = \frac{26}{35} = 0.74$$

$$\frac{P'}{P} = 0.22$$

$$P' = \frac{0.22 \times 67 \times 42}{50} = 12.4 \text{ Ts.}$$

20. T A N T E O

$$p = 3 \%$$

$$P = 1250 (42) 1.42 = 74.5 \text{ Ts.}$$

$$\frac{P'}{P} = 0.25$$

$$P' = \frac{0.25 \times 74.5 \times 42}{50} = 15.6 \text{ Ts.}$$

$$A_s = 1250 \times 0.03 = 36.4 \text{ cm}^2.$$

4 $\#$ 7/8 y 1 $\#$ 3/4 simétricas a cada lado.

4 $\#$ 7/8 y 1 $\#$ 3/4 simétricas a cada lado

Anillos: 16 $\#$ v.v. = 35 cm.

48 $\#$ est. = 30

$$b = 35 \text{ cm.}$$

Anillos de 1/4 separado = 35 cm., c. a c.

Las demás columnas se calcularán siguiendo el mismo procedimiento.

A continuación doy las escuadrías y armado de cada uno de ellas:

C O L U M N A N- 55 p = 1 %

Escuadría 30 x 30

Armado vertical 3 varillas 5/8 ϕ simétrica a cada lado.

Anillos. 1/4 ϕ separado 30 cm., c. a c.

N I V E L 7

C O L U M N A N-33 N - 36 p = 3 %

Escuadría 30 x 30

Armado vertical 4 varillas 1" ϕ y 1 varilla 7/8 ϕ simétrica a cada lado

Anillos 3/8 ϕ separado 40 cm., c. a c.

C O L U M N A N-55 p = 2.5 %

Escuadría 40 x 40

Armado vertical 4 varillas 1" ϕ simétrica a cada lado

Anillos. 3/8 ϕ separado 40 cm., c. a c.

N I V E L 6

C O L U M N A N-32 N-36 p = 2.5 %

Escuadría 45 x 45

Armado Vertical 5 varillas 1" ϕ simétrica a cada lado.

Anillos 3/8 ϕ separado 40 cm., c. a c.

C O L U M N A N-55 p = 1.5 %

Escuadría 50 x 50

Armado vertical 5 varillas 7/8 ϕ simétrica a cada lado.

Anillos 1/4" ϕ separación 30 cm., c. a c.

N I V E L 5 N-55

C O L U M N A p = 1.5 %

Escuadría 50 x 50

Armado vertical 5 varillas 7/8 ϕ simétricos a cada lado.

Anillos 1/4" ϕ separación 30 cm., c. a c.

N I V E L 5

C O L U M N A N-33 N-36 p = 2 %
 Escuadría 50 x 50
 Armado vertical 5 varillas 1" ϕ simétrica a cada lado.
 Anillos $3/8"$ ϕ separación 40 cm., c. a c.

C O L U M N A N-55
 Escuadría 55 x 55
 Armado vertical 6 varillas 1" ϕ simétrico a cada lado.
 Anillos. $3/8"$ ϕ separación 40 cm., c. a c.

N I V E L 4

C O L U M N A N-33 p = 2 %
 Escuadría 55 x 55
 Armado vertical 6 varillas 1" ϕ simétrico a cada lado.
 Anillos $3/8"$ ϕ separación 40 cm., c. a c.

C O L U M N A N-55 p = 3 %
 Escuadría 57 x 57
 Armado vertical 6 varillas 1 1/4" ϕ y 1 varilla 5/8" ϕ simétrico a cada lado.
 Anillos $3/8"$ ϕ separación 45 cm., c. a c.

N I V E L 3

C O L U M N A N-33 N-36 p = 3 %
 Escuadría 55 x 55
 Armado vertical 9 varillas ϕ 1" simétrico a cada lado.
 Anillos $3/8"$ ϕ separación 40 cm., c. a c.

C O L U M N A N-55 p = 2 %
 Escuadría 65 x 65
 Armado vertical 8 varillas 1" ϕ y 1 varilla 5/8" ϕ simétrica a cada lado.
 Anillos $3/8"$ ϕ separación 40 cm., c. a c.

N I V E L 2

C O L U M N A N-33 N-35 p = 2%

Escuadría 60 x 60

Armado vertical 8 varillas 7/8 ϕ y 1 varilla 1" ϕ simétrica a cada lado.

C O L U M N A N-55

Escuadría 67 x 67

Armado vertical 7 varillas 1 1/4 ϕ simétrica a cada lado.

Anillos 3/8" ϕ separación 45 cm., c. a c.

N I V E L I

C O L U M N A N-33 N-35

Escuadría 65 x 65

Armado vertical 8 varillas 1" ϕ y 1 varilla 5/8" ϕ simétrica a cada lado.

Anillos 3/8" ϕ separación 40 cm., c. a c.

C O L U M N A N-55 p = 3%

Escuadría 70 x 70

C O L U M N A N-55 Calculada con todo detalle anteriormente.

N I V E L 0

C O L U M N A N-33 N-35 p = 2%

Escuadría 70 x 70

Armado vertical 6 varillas 1 1/4 ϕ y 1 varilla 3/4 ϕ simétrica a cada lado.

Anillos 3/8 ϕ separación 45 cm., c. a c.

C O L U M N A N-55

Escuadría 75 x 75

Armado vertical 7 varillas 1 1/2" simétrica a cada lado.

Anillos 1/2" separación 60 cm., c. a c.

C I M E N T A C I O N .

La resultante de las cargas verticales o sea el peso total del edificio, cae exactamente en el centro de gravedad, sin embargo vamos a tener un desplazamiento de ésta hacia un lado sobre uno de los ejes, el transversal al edificio debido al momento de vuelco producido por el empuje de viento, calcularemos este desplazamiento.

$$\begin{aligned} P \text{ total} &= 86 \times 4 + 103 \times 12 + 121 \times 4 + 113 \times 2 + 130 \times 6 + 146 \times 2 \\ &= 344 + 1236 + 484 + 226 + 780 + 292 \\ &= 3362 \text{ Ts.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P \text{ total de viento} &= 30.60 \times 45.00 \times 150 = 206000 \text{ Kg.} \\ &= 206 \text{ Ts.} \end{aligned}$$

$$M \text{ viento} = 206 \times 15.30 = 3150 \text{ Ts-m.}$$

$$e = \frac{315000 \text{ Ts-cm}}{3362} = 94 \text{ cm.}$$

AMPLITUD DEL NUCLEO CENTRAL.

$\frac{9}{6} = 1.50$ mts., por consiguiente la resultante cae dentro del núcleo central por lo cual la estructura se encuentra en buenas condiciones de equilibrio.

$$\text{Area de cimentación } A = \frac{F}{R} = \frac{3362}{25} = 134 \text{ m}^2.$$

$$\text{Area total cubierta} = 9 \times 45 = 405$$

$$\text{Area de cimentación} = 34 \% \text{ del area total.}$$

Cimentaremos pues por zapatas aisladas.

A R E A D E C I M E N T A C I O N .

Suponemos peso propio del cemento = 7 Ts.

$$A = \frac{110000}{2.5} = 44000 \text{ cm} = 2$$

$$l = 210 \text{ cm.}$$

$$\text{Volado } c = 65 \text{ cm.}$$

DETERMINACION DEL PERALTE.

a).- Penetración = $(44000 - 6400) 2.5 = 94000 \text{ Kg.}$

Perímetro = $4 \times 80 = 320$

$d_p = \frac{94000}{320 \times 16.8} = 17.6 \text{ cm.}$

b).- Esfuerzo cortante.

$\frac{v}{w} = \frac{2.8}{2.5} = 1.12$

$d = - \frac{1.75 \times 1.12 \div 2}{7 \times 1.12 \div 4} 80 \cdot$

$\cdot \sqrt{\frac{1.75 \times 1.12 \div 2}{7 \times 1.12 \div 4} 80 \div \frac{44000 - 80^2}{7 \times 1.12 \div 4}}$

$- \frac{326}{11.8} \times 80 = - 27 \leftarrow$

$\frac{44000 - 6400}{11.8} = \frac{37600}{11.8} = 3180$

$d = - 27 \div \sqrt{27 \div 3180} = - 27 \div \sqrt{3207}$

$d = - 27 \div 56.5$

$d = 29.5$

c).- Por refuerzo máximo varilla $3/8^{\#} 10 \text{ cm.}$, c. a c. $20 \text{ cm.} = 3.6 \text{ cm}^2$

$f_s = \frac{2 \times 5.25 \times 65}{0.95} = 720 \text{ Kg/cm}^2.$

$f_c = 63 \text{ Kg/cm} \quad n = 15$

$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{720}{15 (63)}} = \frac{1}{1.765} = 0.565$

$J = I - 0.188 = 0.812$

$K = \frac{1}{2} f_c k j = 31.5 (0.565) 0.812 = 14.4$

reacción neta.

$r = 2.5 - \frac{7000}{210 \times 210} = 2.5 - .16 = 2.34$

$$M = \frac{c^{21} W}{2} = 0.85 \times 2.34 \times \frac{100 \times 65^2}{2} = 420000$$

$$d = \frac{420000}{7.1 \times 720 \times 0.812} = 100 \text{ cm.}$$

d).- Por momento.

$$d = \sqrt{\frac{420000}{14.4 \times 100}} = \sqrt{291} = 17 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{420000}{720 (0.812) 17} = 42 \text{ cm}^2.$$

var $\nabla 3/8^{\#}$ 1.78 cm. c. a c.

R E S U M E N

$$d = 100 \text{ cm.}$$

$$h = 105 \text{ cm.}$$

$$A_s = \text{Var } 3/8^{\#} \nabla 10 \text{ cm. c. a c. en dos sentidos.}$$

Comprobación del peso propio.

$$\text{Peso, supuesto} = 7000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso real} = 10600 \text{ Kg.}$$

$$\text{Diferencia} = 3600 \text{ Kg} \quad \begin{array}{l} 34 \% \text{ del peso propio.} \\ 3.27 \% \text{ del peso total.} \end{array}$$

Suponemos en peso propio de 10 Ton.

$$P_T = 140 \text{ Ts.}$$

$$\text{Área de cimentación} = \frac{140000}{2.5} = 57.000 \text{ cm}^2.$$

$$l = 2.40 \text{ mts.}$$

$$\text{Volado} = 80 \text{ cm.}$$

Determinación del peralte.

Y. vimos que en este tipo predomina el peralte por refuerzo - máximo, usaremos como en el caso anterior varilla $3/8^{\#}$ ∇ 10 cm. - - c. a c.

$$f_s = \frac{2 \times 5.25 \times 80}{0.95} = 885 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$r = 2.5 - \frac{10000}{240^2} = 2.5 - 0.17$$

$$r = 2.33$$

$$M = 0.85 \times 2.33 \times \frac{100 \times 80^2}{2} = 630000$$

$$d = \frac{630000}{7.1 \times 885 \times 0.834} = 120 \text{ cm.}$$

R E S U M E N.

$$d = 120 \text{ cm.}$$

$$n = 125 \text{ cm.}$$

As = Var 3/8" a 10 cm. c. a c. en los dos sentidos.

En el cálculo de traveses he seguido el criterio de armarlos doblemente, pues dada la distribución de momentos positivos y negativos es la que más me conviene, ya que el fierro de compresión de los momentos negativos me toma los momentos positivos de la viga.

Los momentos empleados en el cálculo son los que resultan de la combinación de las cargas verticales y de las cargas de viento. Los momentos antes dichos se podrán ver en los diagramas que se muestran en la lámina No.

El cálculo detallado de éstos elementos ya no lo expongo, dado que no existe gran diferencia con los cálculos de las vigas ampliamente mostrados al tratar el cuerpo correspondiente a la zona T.

El armado del marco se verá con todo detalle en la lámina No.

CANTIDADES DE MATERIALES EN LA ZONA O.

Losas

Concreto	330	m ³	
Fierro			22 Ts.

Columnas.

Concreto	290	m ³	
Fierro			62 Ts.

Zapatas.

Concreto	125	m ³	
Fierro			1.6 Ts.

Trabes.

Concreto
Fierro

114.5 m³

26 Ts.

ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS.

1.- PRESUPUESTO GLOBAL DEL EDIFICIO.

Lo indicado para determinar el presupuesto del edificio, sería empezar por cubrir cada uno de los conceptos que intervienen en su construcción, clasificándolos en grandes grupos, tales como: excavación, piloteado, estructura de ferroconcreto, albañilería, obras sanitarias, yesería y pintura, etc.; todo ello de acuerdo con lo especificado previamente para la calidad de materiales y del acabado que se desee dar al edificio.

Una vez logrado lo anterior, se procederá a hacer los precios unitarios de cada uno de los conceptos determinados, haciendo una estimación correcta de los costos de mano de obra, materiales, depreciación de equipo, gastos generales, almacenamiento, transportes, etc., los cuales deberán ser producto de la experiencia y organización con que se cuenta, tanto para lograr un máximo de eficiencia, como para obtener un margen de ganancia lógico de beneficio.

Como se podrá apreciar, la importancia de encontrar una estimación precisa en los precios unitarios y que éstos a su vez, se ajusten a la realidad, determinan el éxito o fracaso económico del contratista.

Aún cuando mi interés era el de seguir los pasos anteriores, es decir hacer las especificaciones generales de acabado, cubicaciones totales del edificio y exponer el estudio de algunos de los precios unitarios de más interés, la falta de tiempo me lo ha impedido; por tal razón me concretaré a obtener un costo aproximado del edificio determinado en su mayoría por costos unitarios por metro cuadrado de superficie cubierta, que en la actualidad arrojan construcciones de la índole y calidad del que se trata.

En la tabla que adjunto, se podrá apreciar los costos y precios unitarios de cada uno de los conceptos, los cuales determinan el importe total del edificio.

MEZCLA CONCRETO.

1).- Concreto simple en proporción 1: 2: 5: 4: (En volumen)

$$f'c = 140 \text{ K/cm}^2: \quad fc = \text{K/cm}^2.$$

Para 50 Kg. cemento = 31 lts. (300 Kg/m).

Arena : 51 x 2.48 = 77 lts. (5 botes alcoholeros de 15 lts. efectivos.)

Grava : 31 x 4.00 = 124 lts. (8 botes).

Agua : 30 lts. por bulto cemento.

C O S T O.

Cemento:	310 Kg.	a \$	0.195,.....	\$	60.50
Arena:	0.6 M ³	a \$	7.50.....	"	4.50
Grava:	1.1 M	a \$	10.00.....	"	11.00
Equipo y operación:				"	<u>10.00</u>
			S U M A :-	\$	86.00/m ³ .
Con pozzolite aumenta el costo \$ 8.50/m ³ .					

2).- Concreto simple 1: s: 6: (En volumen)

$$f'c = 100 \text{ K/cm}^2: \quad fc = 45 \text{ K/cm}^2.$$

Para 50 Kg. cemento = 31 Lts. (220 Kg/m³).

Arena: 31 x 300 93 Lts.

Grava: 31 x 6 186 Lts.

Agua: 34 Lts. por bulto de cemento.

C O S T O.

Cemento:	220 Kg.	a \$	0.195.....	\$	43.00
Arena:	0.6 m ³	a \$	7.50.....	"	4.50
Grava:	1.1 m ³	a \$	10.00.....	"	11.00
Equipo y operación:				"	<u>10.00</u>
			S U M A:	\$	68.50/m ³ .
Con pozzolite aumenta el costo. \$ 8.50/m ³					

C O L U M N A S C I R C U L A R E S .

Area = 0.071 m²

Volumen = 0.213 m³

Refuerzo = 8 ∅ 1/2 x 3.2 = 25.6 m.

16 ∅ 1/4 x 1.00 = 16 m.

CONCRETO: 0.213 m a \$ 86.00 \$ 18.30

Refuerzo: 25.6 m ∅ 1/2" = 26 Kg.

10 % $\frac{3}{29}$ Kg. a \$ 1.50..... \$ 43.50

16 m ∅ 1/4 = 4 Kg. x \$ 2.00 " 8.00 " 51.50

Alambre y clavos " 5.00

Madera cimbra.

20 - 2" x 1" x 10' 34'

14 - 1" x 10" x 2' 28'

8 - 1" x 4" x 10' $\frac{27'}{89'}$ x $\frac{1}{5}$ a \$ 0.80 " 14.20

4 - 2" x 4" x 14' 38'

4 - 2" x 4" x 8' $\frac{22'}{60'}$ x $\frac{1}{6}$ a \$ 0.85 " 8.50 " 22.70

MANO DE OBRA.

Colado: 0.213 m³ a \$ 27.00 \$ 5.75

Cimbra: 2.85 " " 9.00 " 12.80

Refuerzo: 30 Kg. " " 0.20 x $\frac{1}{2}$ " 6.00 " 24.55

Imprevistos 3%: " 122.05

6.65

S U M A: \$ 128.60/Pza

RESUMEN:

Volumen:	0.213 m ³	Costo	\$ 605.00 m ³
Refuerzo:	141 Kg/m ³ 242/m ³ para 5%	"	635.00
Madera:	700'/m ³ \$ 107.00	" 10%	665.00
Mano de Obra:	\$ 150.00/m ³	20%	726.00
		25%	757.00

CONCRETO EN LOSAS PLANAS.

Superficie: = 20 m²

Volumen: = 2.00 m³

Refuerzo: 31 ϕ 3/8" x 4.20 = 131 m.

18 ϕ 3/8" x 5.20 = 94

225 m. x 0.6 = 13.50 Kg.

CONCRETO: 2.00 m³ a \$ 86.00 \$ 172.00

REFUERZO:

135 Kg. ϕ 3/8"

13

148 Kg. ϕ 3/8" a \$ 1.30

" 192.00

Alambre y Clavo.

" 5.00

Madera y Cimbra.

Por tarima: 15 - 1 x 4 x 4 -- 23'

16 tarimas: 23' x 16 = $\frac{368}{3}$ 123' a \$0.80 \$98.40

Tablones y postes:

6 - 4" x 4" x 14' 112'

6 - 4" x 4" x 10' 80'

12 - 1" x 4" x 14' 56'

248' x $\frac{1}{5}$ a \$0.85 "42.10 " 140.50

MANO DE OBRA:

Colado:	2 m ³ a \$ 24.00	\$ 48.00	
Cimbra:	20 m ² " " 3.50	" 70.00	
Refuerzo:	135 Kg. " " 0.20	" 27.00	\$ 145.00
	S U M A:		\$ 684.50
	Imprevistos 3%		" 20.50
	T O T A L:		" 705.00

Costo unitario = 325.50/m³

Para losa de 10 cm. = 35.25/m²

R E S U M E N:

Volumen:	= \$ 2.00 m ³
Refuerzo:	74 K/m ³ = \$ 11.00/m
Madera:	186' /m ³ = \$ 70.00/m (3 usos)
Madera:	\$ 7.00/m ³ = \$ 7.00/m para 3 usos
Mano de obra:	"72.50/m ³
Con Pozzolite aumenta	\$ 8.50/m ³ .

CONCRETO EN TRABES ESTRUCTURA

Volumen 0.12 x 6 . 0.72 m³.

Concreto: (1: 2,5; 4) - 0.72 m³ a \$ 86.00 \$ 62.00

Refuerzo:

3 # 5/8" x 6.30 19.00 m = 30 Kg.

3 # 5/8" x 3.30 10.00 m = 16 Kg.

2 # 3/8" x 6.20 12.40 m = 8 Kg.
54 Kg.

Desperdicio 5% 5
59 Kg. a \$1.50 " 88.50

Alambrón:

18 # 14" x 1.30 23.50 m. 6 Kg. a \$ 2.00 \$12.00 " 100.50

MADERA DE CIMBRA.

Duelas: 20 - 1" x 4" x 10' 67'
 Barrotas: 4 - 1" x 4" x 10' 14'
 Fondo: 1 - 2" x 8" x 20' 27'
 Cruz: 4 - 1" x 4" x 10' 14'
 122' x $\frac{1}{3}$ a \$0.75 pie \$32.50

Puntales:

5 - 4" x 4" x 10' 67' x $\frac{1}{6}$ x 0.80 \$ 9.00 \$ 41.50

Alambre y Clavo:

Mano de Obra:

Colado: 0.72 m³ a \$24.00 \$ 17.30
 Cimbra: 7.20 m² " " 5.50 " 39.60
 Refuerzo: 66 Kg. " " 0.20 " 13.20 " 70.10

S U M A: \$ 277.10

Imprevistos 3 %: " 8.20

C O S T O: \$ 285.30

R E S U M E N:

Costos.

Volumen = 0.72 m³ Costo \$ 400.00 m³
 Refuerzo: 91 K/m³ Con 5% " 420.00
 Refuerzo: 140/m³ 10% " 440.00
 Madera: 263'/m³ 20% " 480.00
 Madera: 57.60/m³ (1/3) 25% " 500.00
 Mano de Obra: \$ 97.50/m³

Costo unitario = \$ 400.00/m³

Lineal 47.50 ml.

CONCRETO EN ZAPATAS AISIADAS.

Volumen:

1.6 x 0.25 = 0.64 m

1.30 x 0.15 = $\frac{0.20}{0.84 \text{ m}^3}$

CONCRETO: (1: 2: 5: 4) - 0.85 m³ a \$ 86.00 \$ 73.00

REFUERZO:

26 # 1/2" x 1.70 = 44.5 m³ = 44.5 Kg.

10 % 5.0
49.5 Kg. a \$ 1.50 " 74.30

Alambre y clavo. " 1.00

CIMBRA:

4 - 1" x 6" x 8' 16.5' x $\frac{1}{3}$ a \$ 0.70 " 3.90

MANO DE OBRA.

Colado: 0.85 m³ \$ 20.00 \$ 17.00

Cimbra: 6.40 Ml. 2.00 " 12.80

Refuerzo: 45 Kg. 0.20 " 9.00

" 38.80

\$ 191.00/Pza.

Imprevistos 3 % 5.70

S U M A: \$ 196.70/Pza.

Costo unitario: $\frac{197.00}{0.84}$ \$ 235.00/m³

R E S U M E N:

COSTOS

Volumen: 0.84 m³ Costo neto \$ 235.00 m³

Refuerzo: 54 Kg/m³ Para 5 % " 247.00 m³

Madera: 4.65/m³ 10 % " 259.00 m³

Mano de Obra: \$ 46.20/m³ 20 % " 282.00 m³

25 % " 294.00 m³

De acuerdo con estos análisis encontramos que el costo de nuestra estructura alcanza un total de:

\$ 1.018,686.00 (UN MILLON, DIECIOCHO MIL SEISCIENTOS OCHENTA Y SEIS PESOS, 00/100).

Esta cantidad dividida entre la superficie cubierta nos dará el costo por metro cuadrado.

ZONA T		3276.00 m ²
ZONA D		780.00 m ²
ZONA O	405 m ² / piso.	4050.00 m ²
Paso a cubierto		<u>176.00 m²</u>
		8282.00 m ²

Por consiguiente:

$$1.018,686.00 = \$ 123.00 \text{ por m}^2 \text{ cubierto.}$$

ESPECIFICACIONES Y PRACTICAS GENERALES DE

C O N S T R U C C I O N .

A.- MATERIALES:

a).- Fierro.- El fierro de refuerzo que se emplea en el concreto armado, se ajustará a lo marcado por las especificaciones correspondientes, que establecen las siguientes fatigas de trabajo:

Varilla de Acero de grado estructural.

$$1265 \text{ K/cm}^2 = 18000 \text{ No./pg}^2.$$

Varillas de Acero de grado intermedio.

$$1410 \text{ K/cm}^2 = 20000 \text{ No./pg}^2.$$

Varillas de Acero de grado duro:

$$1410 \text{ a } 1765 \text{ K/cm}^2 = 20000 \text{ K/cm}^2 \text{ a } 25000 \text{ K/cm}^2.$$

b).- Cemento.- El cemento que se emplee será Portland, almacenado sobre terimas de madera, no permitiéndose el uso de cemento endurecido o del que hubiere absorbido agua del medio ambiente.

c).- Agregados.- Tanto la arena como la grava que se utilicen será de mina y estarán normalmente limpios de polvo, barro e impurezas como norma general.

c.1).- Arena.- La arena deberá estar formada por partículas sanas, duras, resistentes, que pasen por la malla No. 4 de orificios cuadrados y satisfaga los siguientes requisitos:

- 1.- Las partículas no deberán tener formas lajeadas o alargadas sino aproximadamente esféricas o cúbicas.
- 2.- La densidad absoluta no será menor de 2.45.
- 3.- El contenido de arcilla y limo determinado por la prueba -

de decantación no deberá exceder del 3% en peso.

- 4.- El contenido de materia orgánica deberá ser tal que en la prueba de color se obtenga un resultado satisfactorio.
- 5.- El contenido de partículas suaves, tepetates, pizarra, pómez, etc., sumando con el contenido de arcilla y limo no deberá exceder del 6 % en peso.
- 6.- La arena tal como se emplea deberá tener una composición granulométrica que permite lograr una revoltura que tenga la facilidad del manejo adecuado y de la que se obtenga un concreto de la densidad y resistencia requeridas, sin que sea menester emplear agua o cemento en exceso. La arena para el concreto al ser cribada en su cedazo, standard No. 4, no deberá dejar salir el mismo residuo superior al 10 % y su módulo de finura no deberá ser menor de 2.50 ni mayor de 3.00. El módulo de finura minará dividiendo entre 100 la suma de los porcentajes acumulativos retenidos en mallas standard de los números 4, 8, 14, 48 y 100. La porción retenida en cualquiera de los cedazos de la escala no deberá exceder del 35 %. Para conseguir una granulometría satisfactoria podrán mezclarse dos arenas de diferentes graduaciones.

c.2).-GRAVA.- La grava deberá estar formada por fragmentos de roca, sanos, duros y resistentes, que quedan detenidos por una criba de 5 mm. (No. 4), de orificio cuadrado y que satisfaga los siguientes requisitos.

- 1.- Las partículas no deberán tener formas lajeadas o alargadas, sino aproximadamente esféricas o cúbicas.
- 2.- La densidad absoluta no será menor de 2.40.
- 3.- El contenido de arcillas y limo detenido por la prueba de decantación, no excederá del 1 % en peso.
- 4.- El contenido de partículas suaves determinado por el método standard del U.S. Bureau of Reclamation, designación 18, no deberá exceder del 5 % en peso.
- 5.- No deberá contener materia orgánica, sales, o cualquier otra substancia extraña en porción perjudicial para el concreto.
- 6.- El agregado grueso tal como se emplea en el concreto, deberá tener una composición granulométrica que permita lograr una revoltura que tenga la facilidad del manejo adecuado; sin recurrir al uso de cantidades excesivas de arena, agua o cemento para lograr un concreto de la densidad y resistencia requeridas.

El agua deberá pasar por una malla que tenga aberturas cuadradas de 9 mm. y deberá ser retenida en una malla cuadrada de 5 mm.

Unicamente se usará el llamo confitillo azul, o en su defecto el pardo previamente lavado.

d).- Agua.- El agua que se emplea será prácticamente potable, - clara, libre de impurezas, ácidos, álcalis, aceites, materias orgánicas, etc.

e).- Concreto.- El concreto fabricado con una mezcla de los materiales anteriores.

Cemento Portland, agregando, agregado grueso y agua se fabricará según los litros de agua por saco de cemento de 50 kgs. que marquen las curvas de Abrams para lograr diversas fatigas de ruptura del concreto que se requieran en el trabajo, variándose los proporcionamientos de agregados para obtener los respectivos coeficientes de resistencia según el sitio especial en que se pretenda emplear.

f).- Pruebas.- Deberán realizarse periódicamente pruebas de cada uno de los materiales anteriores o del concreto fabricado, para lo cual los Laboratorios correspondientes recogerán las muestras necesarias y las someterán a las pruebas especificadas por la A. S. T. M.

Las pruebas del concreto armado se realizarán rompiendo a los 7 y a los 28 días las probetas cilíndricas de concreto de 15 cm., de base por 30 de altura, que tomadas de la revoltura que se esté empleando en la obra, se conservan un día en la obra en condiciones húmedas y el resto del tiempo en la cámara húmeda de los Laboratorios.

Los resultados obtenidos al romper las probetas de concreto, se consideran definitivos y en caso de ser satisfactorios, representarán la buena calidad de los materiales empleados y la correcta fabricación de las revolturas.

Quando se tuviere que considerar el efecto de la temperatura en el curado inicial para determinar la fatiga de ruptura del concreto se usarán las gráficas correspondientes del Concrete Manual.

B.- MANO DE OBRA Y EQUIPO.

a).- Cimbrado.- Para el cimbrado de losas, trabes, columnas, etc., se emplearán moldes o formas de madera con diseños que se ajustarán a las líneas y niveles anotados en los planos correspondientes y con escuadras que tengan la suficiente rigidez para mantenerse en su posición bajo las cargas y operaciones relativas al vaciado, con compactación del concreto debiéndose mantener firmemente unidas las tablas que forman los moldes de las columnas trabes para evitar la formación de arrugas en la superficie del concreto, así como para evitar la pérdida de la leche de del concreto que origina defectos en el acabado.

En el caso de emplear amarres o soportes ahogados en el --

concreto para sujetar los moldes, se colocarán y moverán de modo que ninguno de ellos, excepto los metálicos, permanezcan dentro del cemento.

Los moldes deberán pintarse con una mano de aceite mineral de color u otros lubricantes antes de emplearlos, así como deberán mojarse previamente antes de empezar el colado.

Las cimbras de losas y trabes no se removerán antes de tres semanas a contar de la fecha de los respectivos colados.

En el caso de columnas y cachetes de trabes, podrá removerse la cimbra después de uno a tres días del colado, teniendo cuidado de no dañar la superficie.

No debe tolerarse una flecha entre apoyos mayor de $1/500$ del claro. En todo caso tanto los forros, las duelas, como los apoyos deberán resistir los 2400 K/m^3 que pesa el concreto.

Todos los pies derechos de la cimbra deben descansar sobre rastras empiladas y acuñadas que eviten cualquier asentamiento accidental. No debe usarse grasa, fieltro, papel o pedazo de lámina para tapar filtraciones, a fin de evitar que se manche el paramento y que queden adheridos materiales extraños a la superficie.

Cuando se vuelva a usar la madera para subsecuentes colados, se le quitarán los clavos y se limpiará su carga de contacto.

Los puntales en pisos sucesivos deberán quedar colados precisamente encima unos de otros, de manera que su carga gravitacionalmente precise sobre los ejes. Las secciones mínimas de cimbra serán las siguientes:

CIMBRA.- Toda la cimbra dada la importancia de la estructura, se calcularán con todo detalle, pues según mi criterio casi todos los desastres ocurridos en las obras han sido debido a falla de los moldes.

Como una idea general doy a continuación las escuadrías más comunmente empleados en los diferentes elementos estructurales.

- A).- **CIMBRA DE TRABES.**- Cachetes de tabla de $1/2''$, asiento de $1/2''$ y trabes de amarre a cada 50 cm., pies derechos de $4'' \times 4''$ unidos a la trabe con pisos de gallo de $1 \ 1/2'' \times 4''$ y cachetes de $1/2'' \times 4''$; clavos de $2''-3''$ y $4''$.
- b).- **CIMBRA DE COLUMNAS.**- Cachetes de tablas de $1/2''$ y trabes de $1/2'' \times 4''$ de canto y 0.50 cm. Clavo de $4''$ (Alamre de No. 12) en las uniones de las traviesas.

c).- CIMBRA DE LOSAS.- Tabla de 1/2" sobre polines de 4" - x 4" cada 0.70 cm., sostenidos a su vez por maestras- de 4 x 8; clavo de 3".

d).- ENVARILLADO.- El envarillado se llevará a cabo de acuerdo con los planos de armado relativos, que indican la clase, número y diámetro de las varillas, su colocación y disposición, etc. Se mantendrán los recubrimientos y la posición misma de las varillas por medio de separadores y de alambre No. 16 y 18.

e).- COLADO.- Mezcla de concreto.

Los concretos de cualquier tipo se mezclarán - - previamente en una revolvedora mecánica que garantice la homogeneidad de la revolvedora.

Para que el concreto tenga consistencia uniforme, deberá agregarse a los materiales una cantidad fija - de agua según el tipo de concreto que se desee obtener.

Cada revoltura debe mezclarse como mínimo dos minutos contados después de que estén todos los materiales dentro del tambor giratorio, debiendo conservarse una velocidad periférica de 60 mts./min. Hay que evitar - que la mezcladora se vacíe hasta que los materiales - hayan sido mezclados durante el tiempo necesario, teniendo la precaución de que esté perfectamente cerrado el cucharón de descarga.

El contenido completo de la revolvedora saldrá - del tambor antes de que los materiales para la siguiente revoltura sean introducidos.

Siempre que la revolvedora inicie un colado, deberá cuidarse que se encuentre bien limpia la tolva - de entrada, el tambor, el tanque del agua y el cucharón de salida.

e.1).- TRANSPORTE Y VACIADO DEL CONCRETO.

Las revolturas se colocarán en las cimbras en un tiempo no mayor de seis minutos a contar desde el momento en que se inicie la hidratación de la mezcla.

La capacidad del equipo deberá ser tal, que asegure la colocación de la totalidad del concreto necesario entre junta y - junta de colado en un período no mayor de 18 horas de una manera continua.

Las juntas de colado se dejarán en los sitios convenientes, picándolas y limpiándolas antes de proseguir el colado.

Todo el equipo que se empleó para la colocación del concreto en las cimbras deberá ser aprobado por el Superior, cuidando en todo caso de que las características de dicho equipo no alteren química ni mecánicamente las cualidades y consistencia del mismo.

e.2).- COLADO DEL CONCRETO.

El colado del concreto se hará de preferencia con la luz del día, y por lo tanto se procurará tomar las precauciones necesarias para comenzar un trabajo y terminarlo el mismo día, y solamente por causas absolutamente necesarias podrá seguirse -- trabajando durante la noche, previa autorización del encargado de la obra y siempre que se tenga un alambre adecuado y eficiente.

El concreto se depositará en los moldes o cimbras en capas horizontales no mayores de 25 cm., de espesor, de una manera -- continua y de modo de que cada una sea colocada en el lugar antes de que la anterior haya iniciado su fraguado.

En el caso de losas, trabes, nervaduras y otras piezas delgadas se hará uso de herramientas apropiadas, tales como pequeñas calzadoras o varillas para el picado, completándose la operación con una cuchara de albañil que se introducirá repetidas veces dentro de la mesa para llenar bien las capas y hacer subir la lechada a la superficie.

Se procurará utilizar vibradores de concreto para la mejor colocación.

El intervalo máximo entre el colado de una revoltura y -- otra, no pasará de 30 minutos, y cuando por razones de trabajo sea preciso interrumpir la continuidad de un miembro de la estructura, deberá hacerse una junta de construcción con objeto -- de quitarle el polvo de cemento que queda en la superficie, así como los materiales sueltos o mal adheridos; en seguida se la lava la junta con abundante agua y se pondrá sobre el antiguo -- concreto una capa de lechada de cemento.

En colados de grandes superficies deberán dejarse juntas -- de dilatación, quedando a juicio del encargado de la obra la separación máxima entre ellas.

e.3).- CURADO DEL CONCRETO.

Las superficies expuestas del concreto, deberán protegerse y conservarse constantemente húmedas, un período conveniente -- después del colado, cuya duración según las diferentes circuns-

tancias, variará de 3 a 14 días.

ENSAYO DEL PROGRAMA PARA LA CONSTRUCCION DEL EDIFICIO.

Otro estudio que también es de gran interés, es determinar el tiempo que aproximadamente se necesitará para la ejecución - de todos los trabajos, pues de ello depende que la inversión - parcial y total que se haga en el edificio, se incie a amorti- - zar o bien a devengar sus productos o intereses correspondien- - tes.

Todo esto de gran importancia, pues el hecho de conciliar- intereses entre el capital y la ejecución rápida y eficiente de los trabajos, redunda siempre en resultados satisfactorios, tan- to para el inversionista, como para el constructor.

Generalmente el camino que se sigue, es el de hacer un - - programa total para la construcción, en el cual se tomará en - cuenta la coordinación de los trabajos y la probable simultanei- dad de ejecución de algunos de ellos, así como de prevenir todos los materiales susceptibles de almacenar y ordenar con toda an- ticipación aquellos trabajos de subcontrato, tales como puertas, ventanas, piedra artificial, mármol, etc. En este estudio, - - no conviene ser demasiado estricto en el tiempo, pues se podría fracasar con cualquier contingente que se presentare; es mejor- que durante la construcción, los programas de trabajo parciales, de piloteado, excavación, infraestructura, estructura, etc., se ajusten a un calendario estricto de ejecución, con el objeto de mejorar el tiempo previamente determinado y si por alguna cir- cunstancia, hubiere algún retraso imprevisto, tratar de reponer lo con el tiempo ganado en otro concepto de obra.

Para lograr mayor eficiencia en los calendarios parciales- de obras, se deberán vigilar éstos cada semana para ratificar- los si es necesario y corregir a la semana siguiente, cualquiera anomalía que se pudiera suscitar.

Se podrá acompañar a todos estos estudios, gráficas que in- formen de una forma objetiva y rápida, el avance de los trab- - jos parciales y del edificio en general; estas gráficas, se -- tendrán tanto en la obra como en la oficina técnica para que - puedan ser observadas constantemente por los ingenieros y ar- - quitectos Directores de la obra, así como del sobrestante e in- geniero residente de la misma.

PROGRAMA GENERAL PARA LA CONSTRUCCION DEL EDIFICIO.

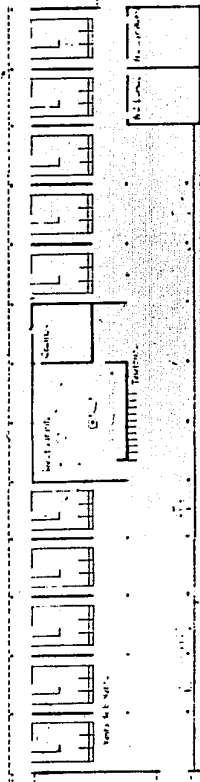
Trazo y niveles	10 días	Sub-Total.
Excavación	45 días	55 días
Nivelación de plantilla	12 días	67 días
Cimiento	90 días	157 días
Estructura en general de concreto	240 días	397 días

ACABADOS.

Albañilería, obras sanitarias, plomería y herrería.	55 días	452 días
Vidrierería, pisos, colocación de muebles sanitarios y trabajos de electricidad.	35 días 35 días	487 días 487 días
Yesería y pintura	70 días	557 días
Colocación de Chapas, limpieza en general y terminación de la obra	60 días	617 días

Como se podrá observar este tiempo será susceptible de disminuirse notablemente, en vista de que estos trabajos pueden desarrollarse simultáneamente, como son parte de la albañilería, obras sanitarias, herrería, yesería, electricidad, etc., aún cuando la estructura de concreto, esté por terminarse en sus últimos pisos.

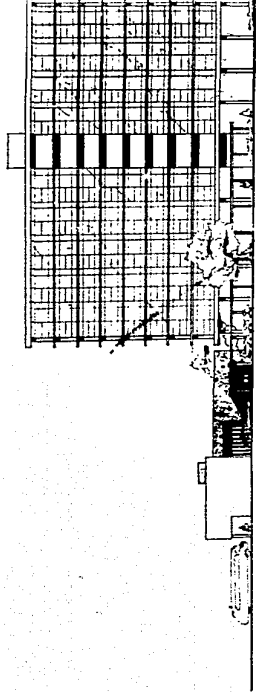
Es muy importante el poder adquirir con toda anticipación los materiales que se necesitarán en la obra y puedan almacenarse, así como de establecer el orden y record de ejecución del trabajo mencionado.



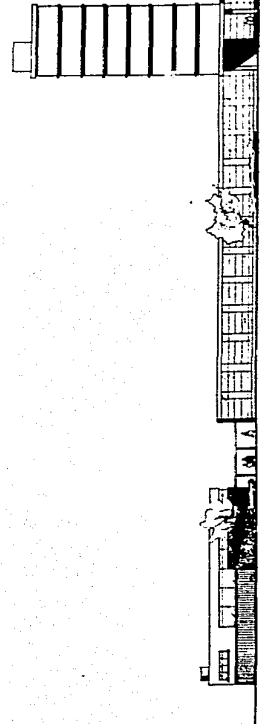
SALA DE ESPERA

OFICINAS

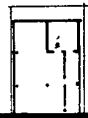
ESC 1:300



FACHADA



FACHADA



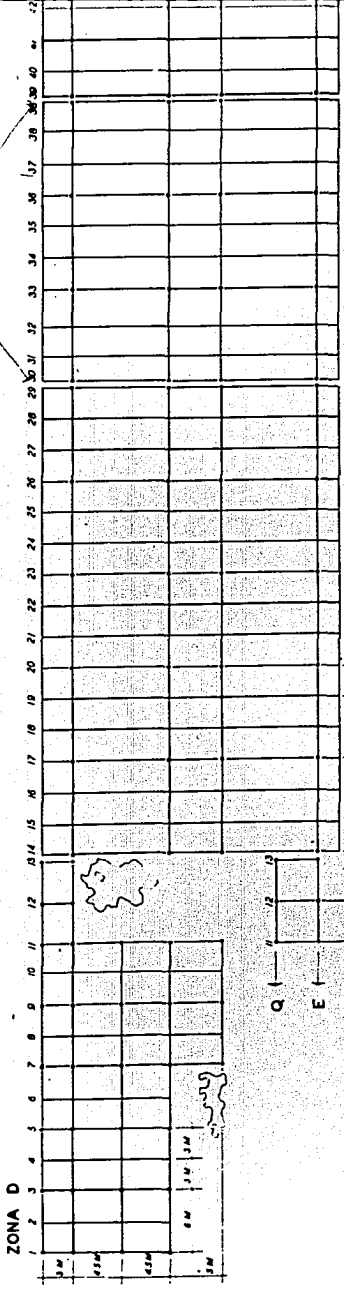
WOFERES

TESIS PROFESIONAL
 PLANOS ARQUITECTONICOS
 RAFAEL RAMIREZ G.



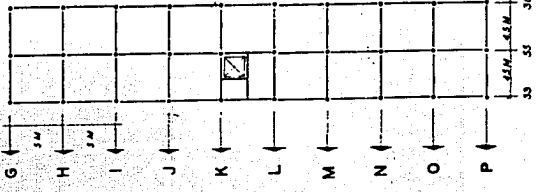
UNIVERSIDAD
 DE MEXICO

JUNTA DE CONSTRUCCION

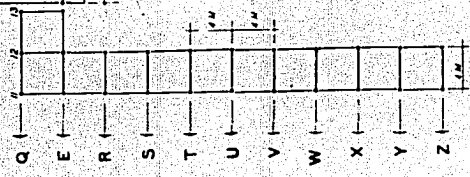


ZONA D

ZONA O

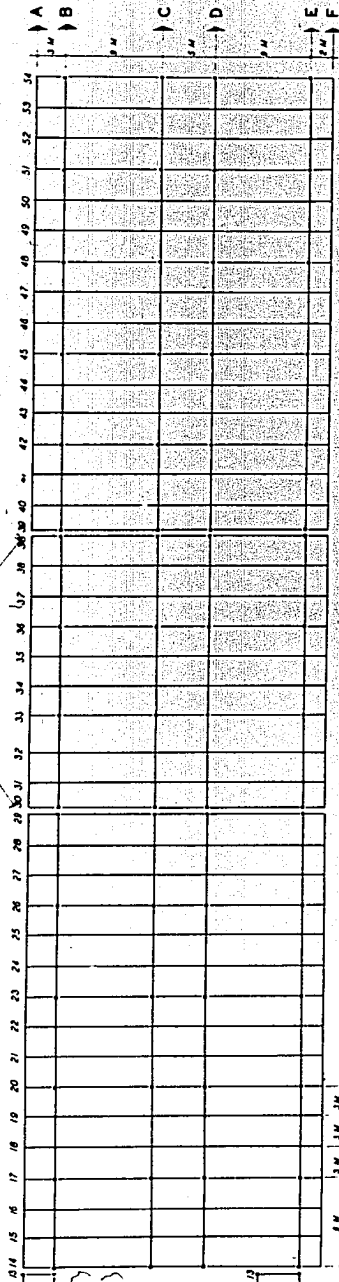


ZONA T

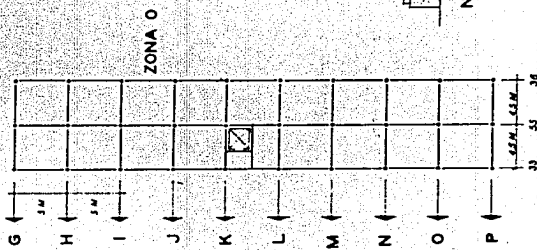


ESC. 1:200

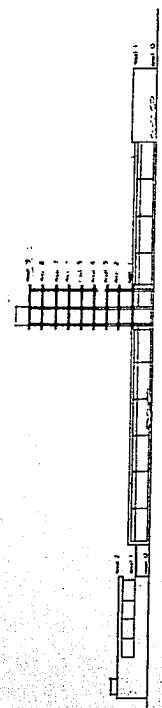
JUNTA DE CONFINACION



ZONA T



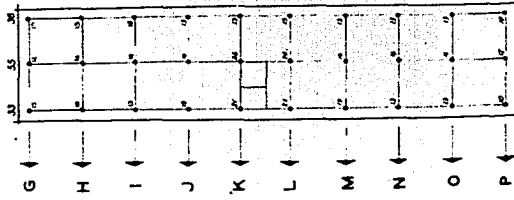
ZONA O



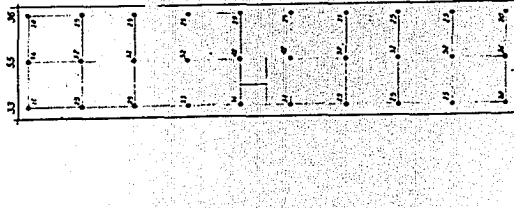
TESIS PROFESIONAL
 PLANTA ESTRUCTURAL
 RAFAEL RAMÍREZ G.



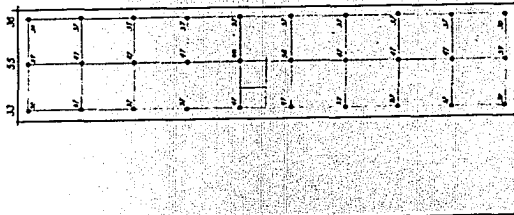
ZONA O



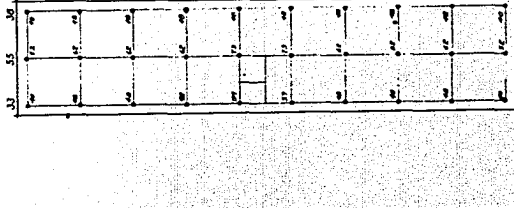
NIVEL 9-8
ESC 1:200



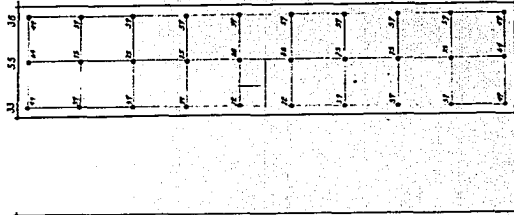
NIVEL 8-7



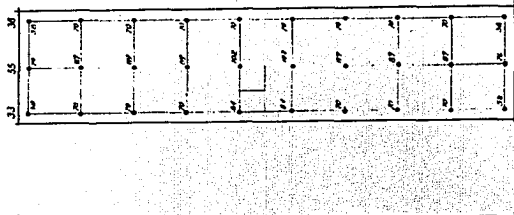
NIVEL 7-6



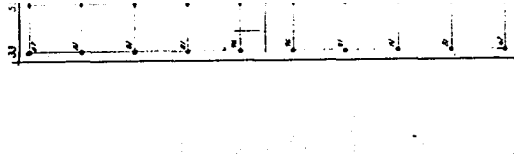
NIVEL 6-5



NIVEL 5-4

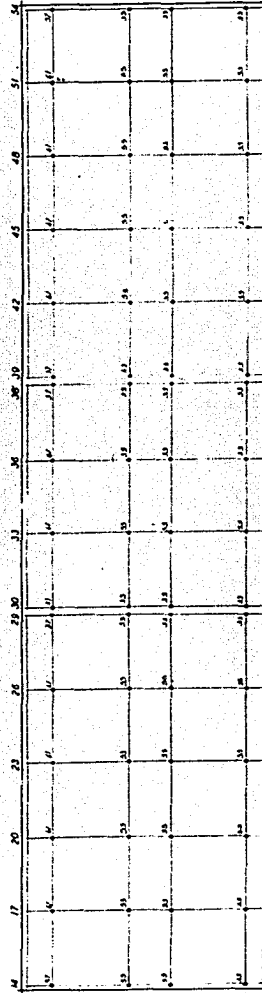


NIVEL 4-3



NIVEL 3-2

- G ←
- H ←
- I ←
- J ←
- K ←
- L ←
- M ←
- N ←
- O ←
- P ←

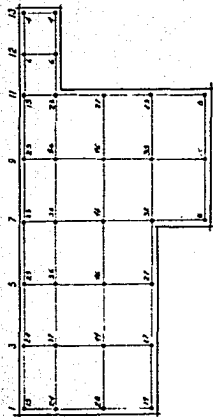
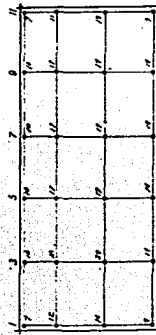
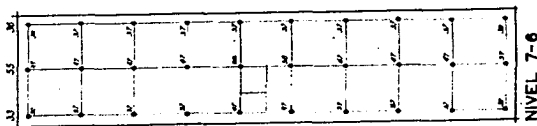
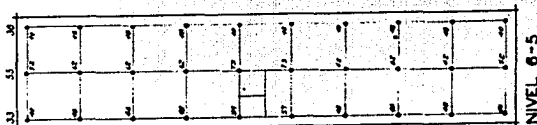
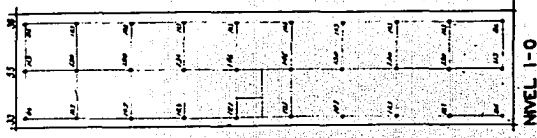


ZONA T NIVEL 1-0
ESC 1:250

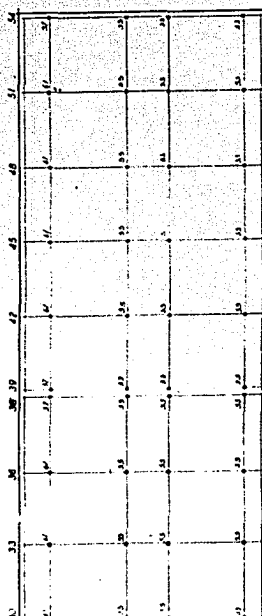
- A ←
- B ←
- B' ←
- C ←
- D ←

ZONA D NIVEL 2
ESC 1:200

NOTA: LAS CARGAS SOBRE COLUMNAS ESTAN DADAS EN TONELAJES



A ←
B ←
B' ←
C ←
D ←

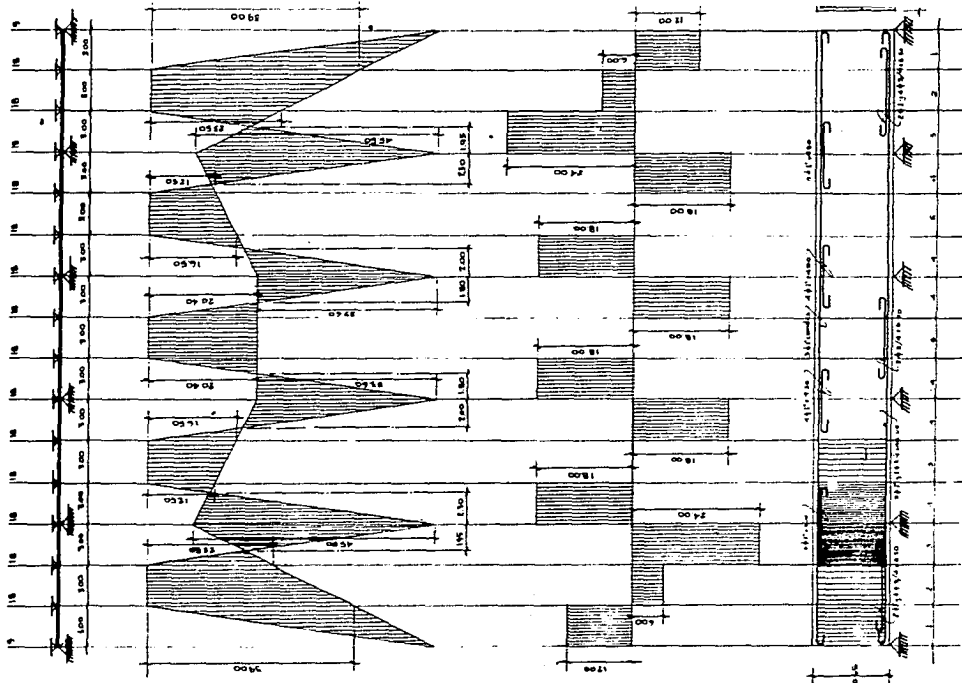


TESIS PROFESIONAL
CARGAS SOBRE COLUMNAS

RAFAEL RAMIREZ G.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO

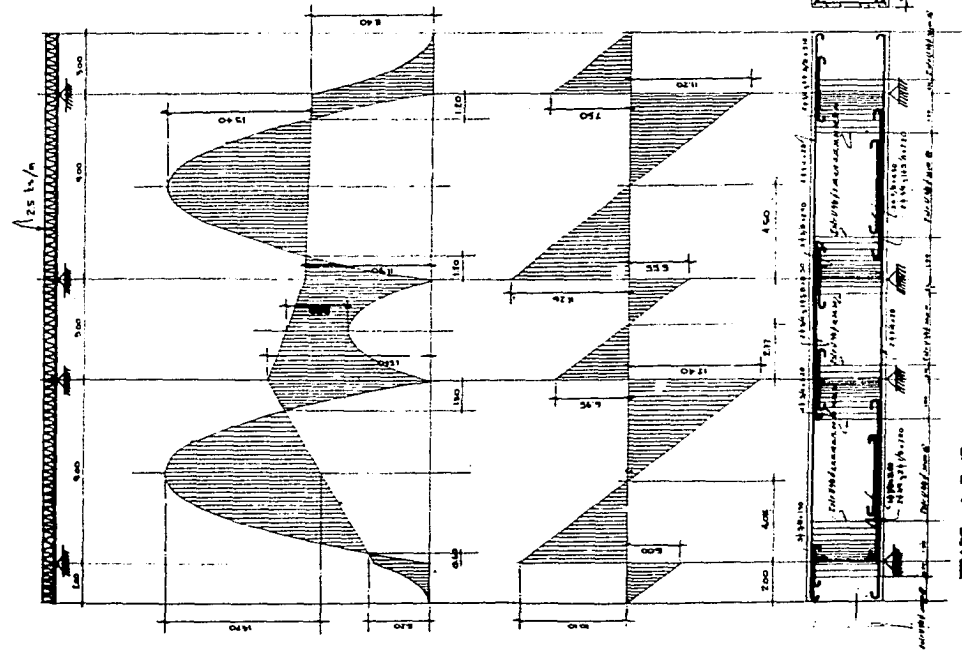


TESI
ELEN
RAF

TRABE 14-19-C

1991

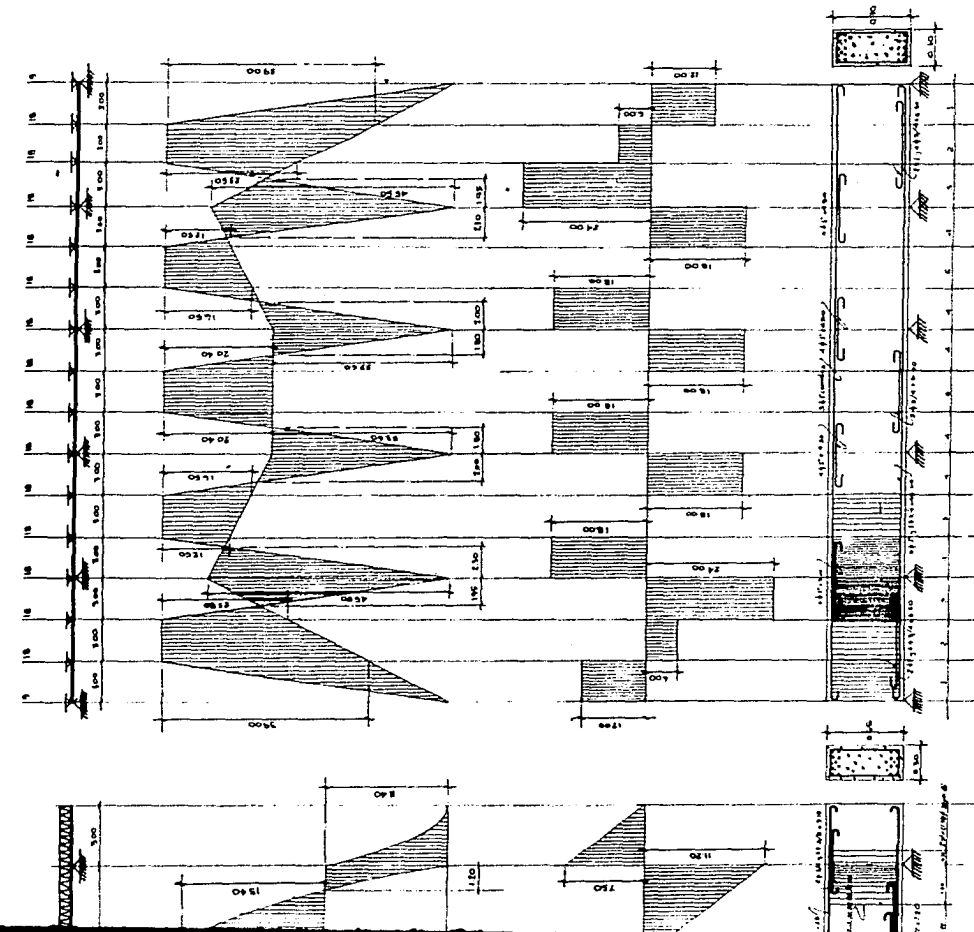
$\left\{ \begin{array}{l} 100 \text{ cm} \\ 200 \text{ cm} \\ 300 \text{ cm} \\ 400 \text{ cm} \\ 500 \text{ cm} \end{array} \right.$



TRABE A-F-17

$\sqrt{2.5 \text{ kg/m}}$

6.4 TONS



TRABE 14-19-C

TESIS PROFESIONAL
 ELEMENTOS ESTRUCTURALES ZONA T
 RAFAEL RAMIREZ G



UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO

TESIS PROFESIONAL
DIAGRAMAS
RAFAEL RAMIREZ G

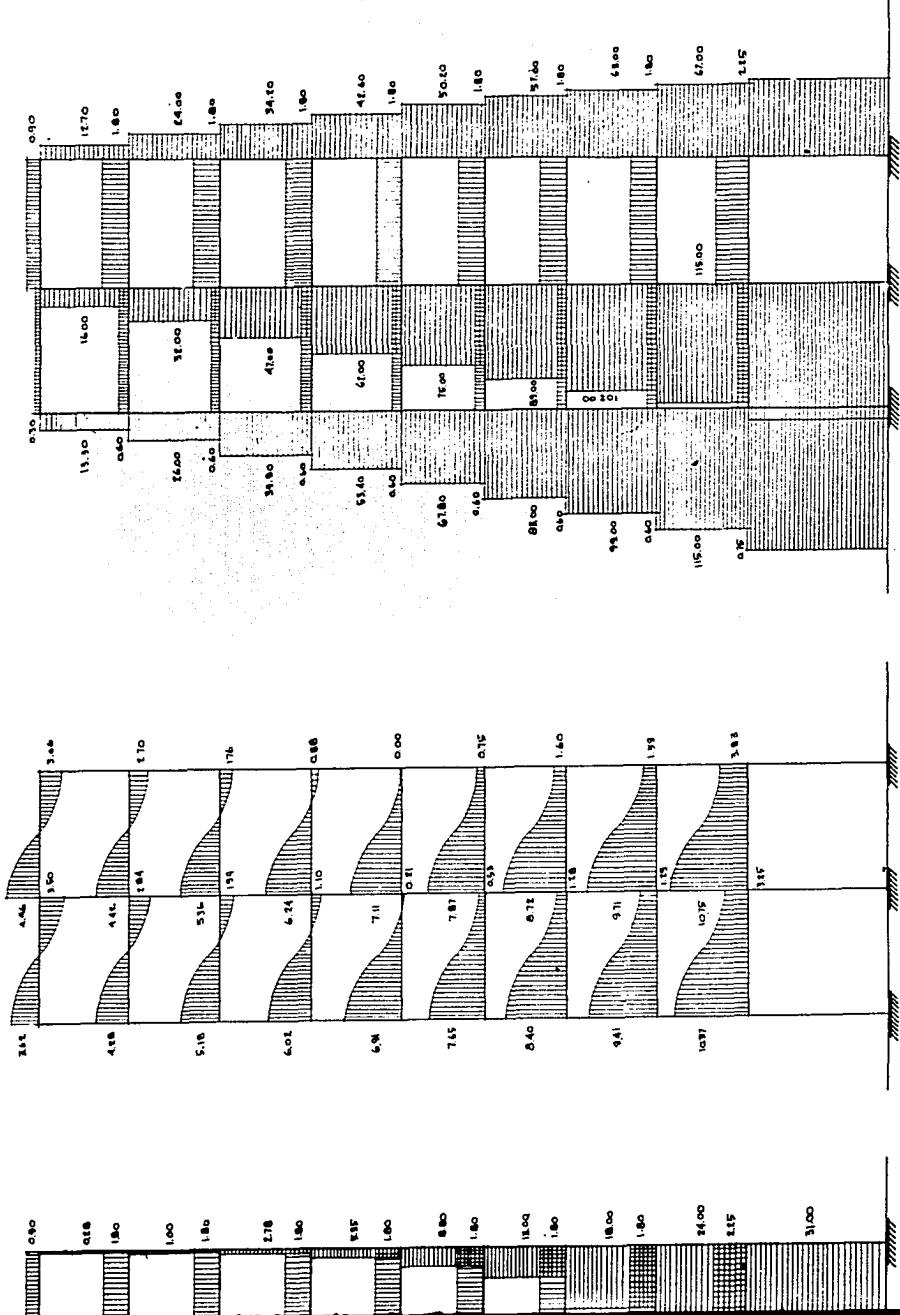
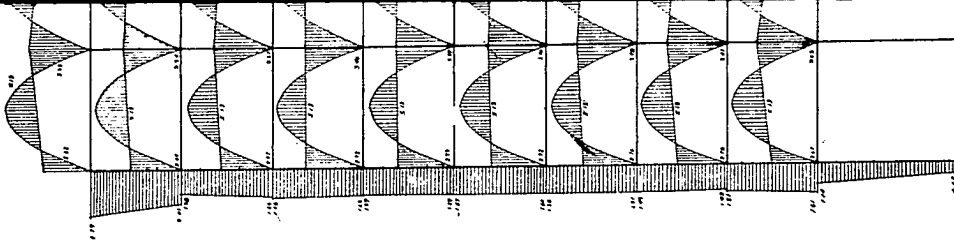
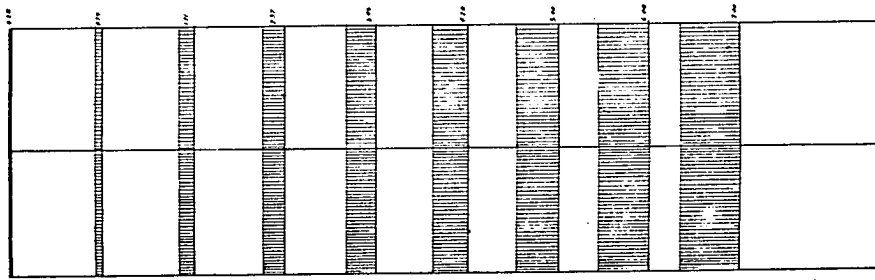
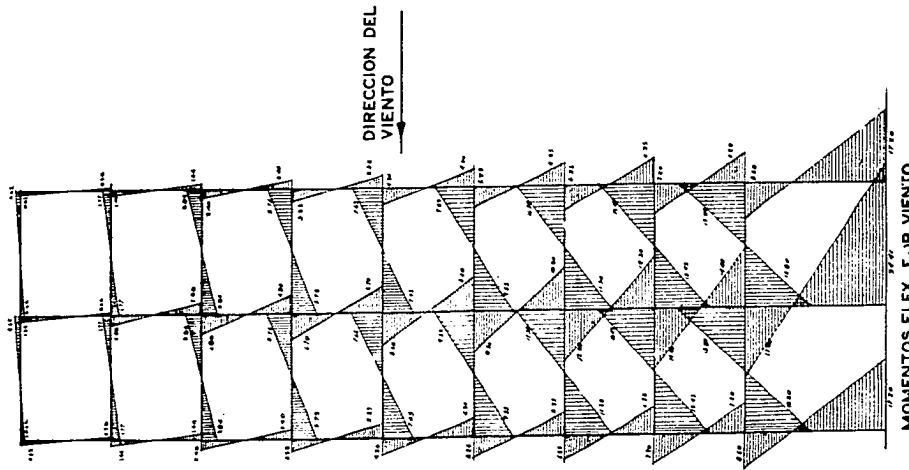


DIAGRAMA DE ESF. NORMALES COMBINADOS

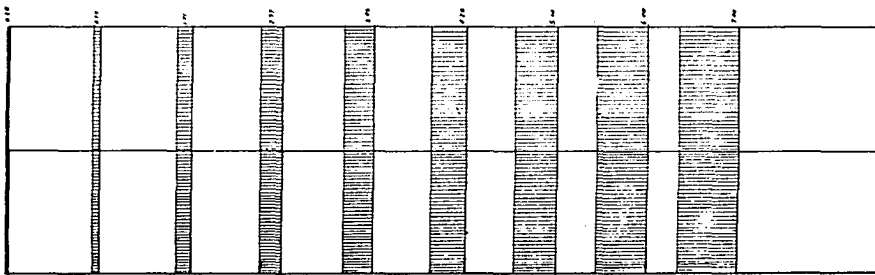
DIAGRAMA ESF. CORTANTES FINALES

A VIENTOS

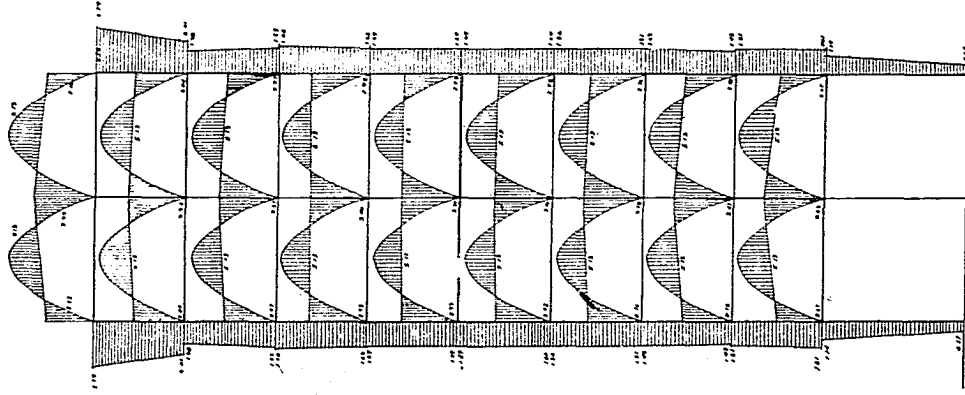
NIVEL 9
 NIVEL 8
 NIVEL 7
 NIVEL 6
 NIVEL 5
 NIVEL 4
 NIVEL 3
 NIVEL 2
 NIVEL 1
 NIVEL 0



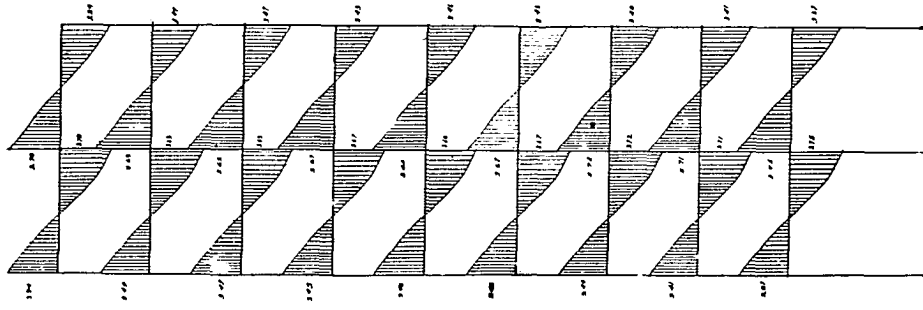
DIRECCION DEL VIENTO



ESF. CORTANTES POR VIENTO



MOMENTOS FLEX. POR CARGAS VERT.



ESF. CORTANTES POR CARGAS VERT.

TESIS PROFESIONAL
DIAGRAMAS

RAFAEL RAMIREZ, G.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO

ENI

PSC - 161m. IGUAL A 6 TOMP.

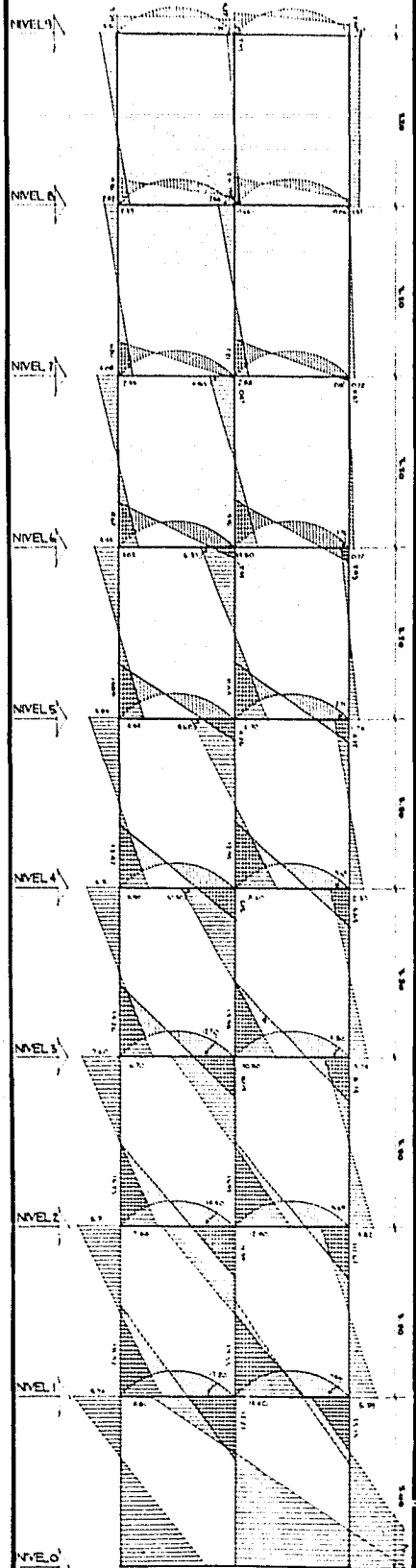
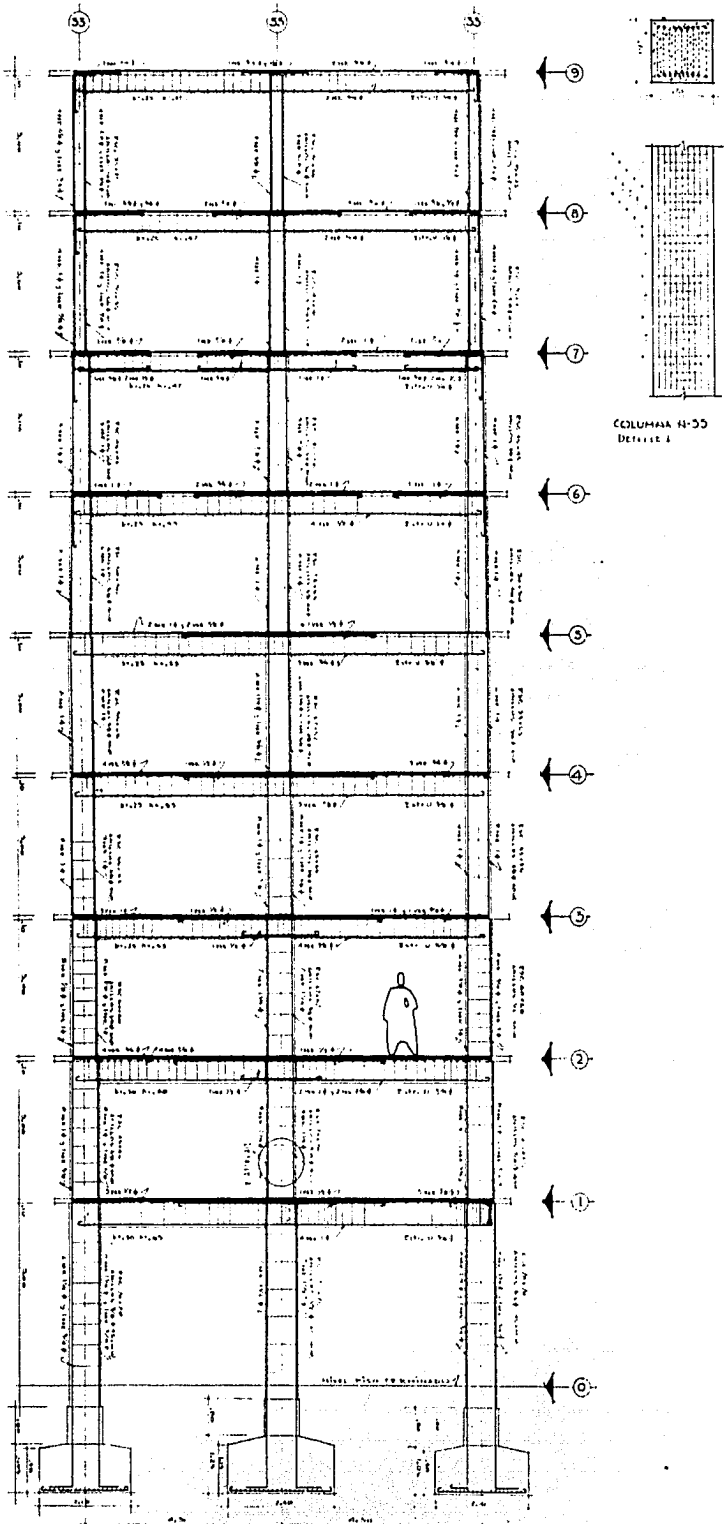


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEX.
POR ESFUERZOS COMBINADOS
TESS PROFESIONAL DIAGRAMA
RAFAEL RAMÍREZ G. UNIVERSIDAD NACIONAL DE MÉXICO





COLUMNAS 41-55
DETALLE 4

MARCO A

TESIS PROFESIONAL
ARMADO DEL MARCO
RAFAEL RAMIREZ G

