

4152
DIVISION PROFESIONAL

FACULTAD DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ANALISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO
UBICADO EN PLATON N°115 CD. MEXICO**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

FRANCISCO JAVIER VENEGAS BARRAGAN

MEXICO D.F. JULIO 1979



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

Al Pasante señor FRANCISCO JAVIER VENEGAS BARRAGAN,
P r e s e n t e .

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

"ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO UBICADO EN PLATON No. 115
CD. MEXICO"

- I Justificación de la estructura
- II Análisis de cargas (permanentes y eventuales)
- III Proporcionamiento de miembros
- IV Justificación de la cimentación
- V Proyecto de cimentación

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

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria, 19 de marzo de 1979

EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

I N D I C E

Pagina

I.-	JUSTIFICACION DE LA ESTRUCTURACION	1
1.	Localización	2
2.	Distribución Arquitectónica	2
3.	Tipo de estructura	3
II.-	ANALISIS DE CARGAS (PERMANENTES Y EVENTUALES)	4
1.	ANALISIS DE CARGAS PERMANENTES	5
1.1	Análisis	5
1.2	Especificaciones de Carga	5
1.3	Planos de Carga	10
1.4	Método empleado	10
2.	ANALISIS DE CARGAS EVENTUALES (SISMICAS)	18
2.1	Sismos	18
2.2	Métodos de análisis sísmicos	18
2.2.1	Método estático	18
2.2.1.1	Introducción	18
2.2.1.2	Hipótesis básicas	19
2.2.1.3	Fuerzas Sísmicas	20
2.2.1.4	Reducción de las Fuerzas Sísmicas	21
2.2.2	Efecto de torsión	26
2.2.3	Análisis dinámico	26
2.2.3.1	Introducción	26
2.2.3.2	Método de Superposición modal	27
2.2.3.3	Espectros de respuesta	32
2.2.3.4	Respuesta máxima probable	33
2.2.4	Ejemplo de análisis sísmico estático	47
III.	PROPORCIONAMIENTO DE MIEMBROS	69
1.	Definición	70
2.	Diseño de elementos que forman la super estructura	70
2.1	Diseño de nervadura principal	70
2.2	Diseño de nervadura secundaria	74
2.3	Diseño de Columna	76
IV	JUSTIFICACION DE LA CIMENTACION	86
V	PROYECTO DE CIMENTACION	88
	REFERENCIAS	93

I. JUSTIFICACION DE LA ESTRUCTURA

I. JUSTIFICACION DE LA ESTRUCTURA

1. LOCALIZACION.

El edificio se localiza en la calle de Platón No. 115, Colonia Polanco de la Cd. de México, D. F.

2. DISTRIBUCION ARQUITECTONICA

El edificio tiene forma rectangular en planta de 10 mts. de frente por 25.60 mts de largo, consta de un nivel para estacionamiento, - cinco plantas tipo, plantas 6° y 7° niveles (destinadas a habitación), Azotea y caseta de elevadores.

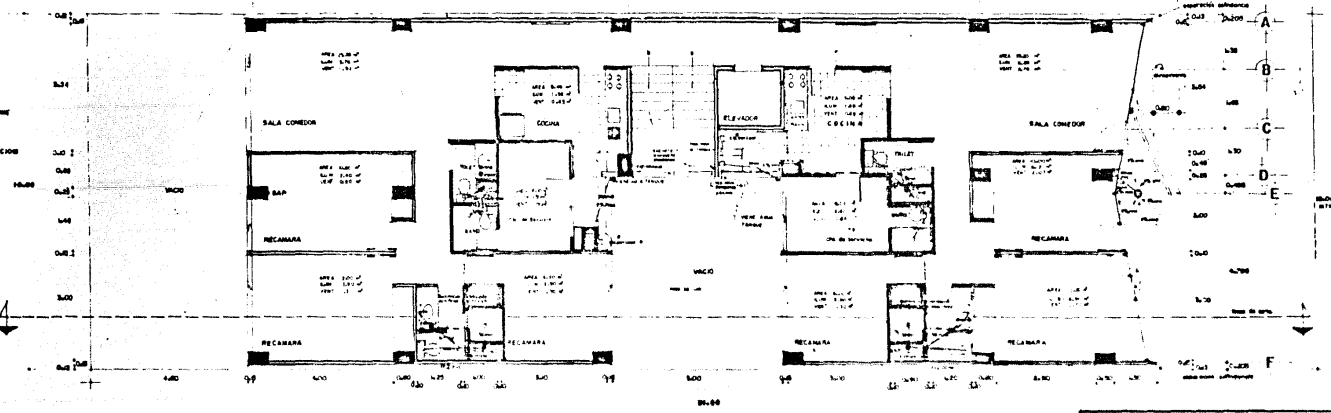
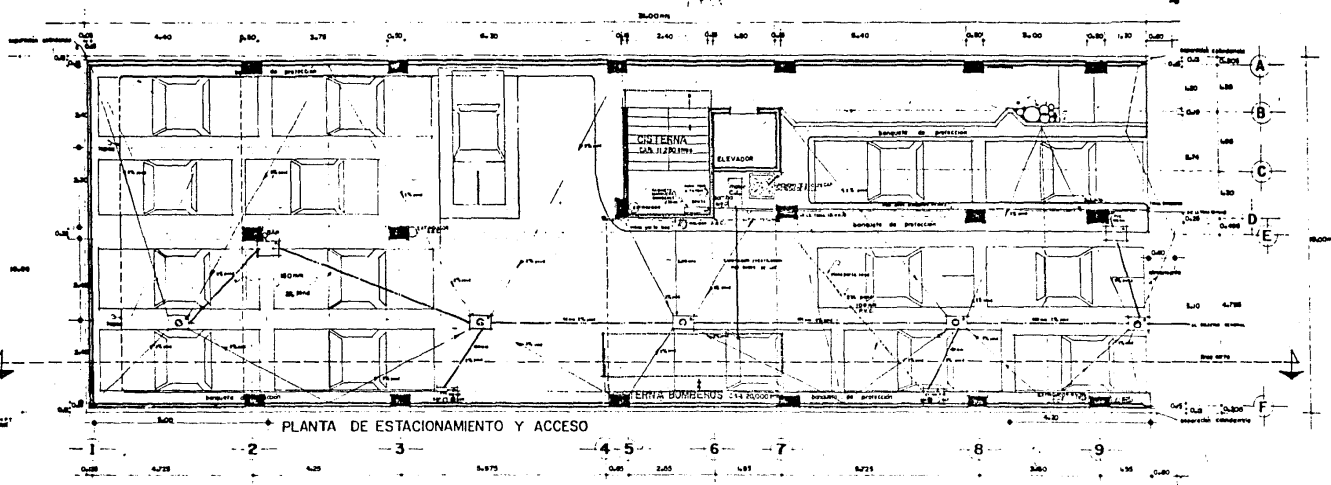
El estacionamiento tiene una capacidad para 16 automóviles, un cubo de elevador, y rampa de escaleras, todo esto en un área de 310-m².

La planta tipo consta de dos departamentos cada uno de ellos, con 2 ó 3 recamaras, sala comedor, cocina, baños y cuarto de servicios.

La planta 6° nivel también consta de dos departamentos pero con diferente distribución arquitectónica.

El 7° nivel consta de dos Pent-House y un cuarto de conserje, este nivel se remete 2.85 mts en el frente del edificio.

La distribución arquitectónica se puede ver en planos Arquitectóni



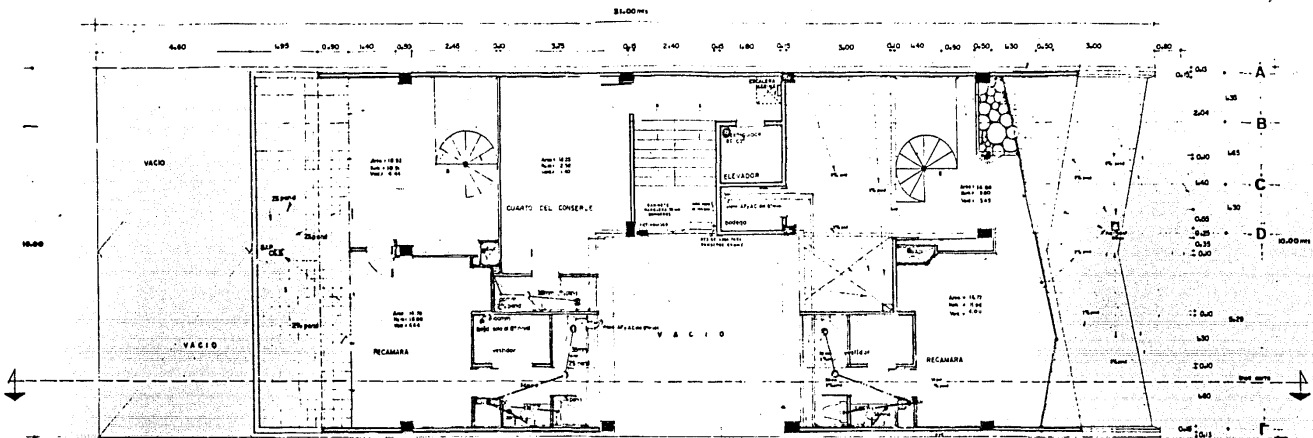
PLANTA TIPO F. 2°, 3°, 4°, 5° NIVEL

- A ESTACIONAMIENTO PARA 2 VEHICULOS EN PARALELO
- B ESTACIONAMIENTO PARA 2 VEHICULOS EN PARALELO
- C ESTACIONAMIENTO PARA 2 VEHICULOS EN PARALELO
- D ESTACIONAMIENTO PARA 2 VEHICULOS EN PARALELO
- E ESTACIONAMIENTO PARA 2 VEHICULOS EN PARALELO
- F ESTACIONAMIENTO PARA 2 VEHICULOS EN PARALELO

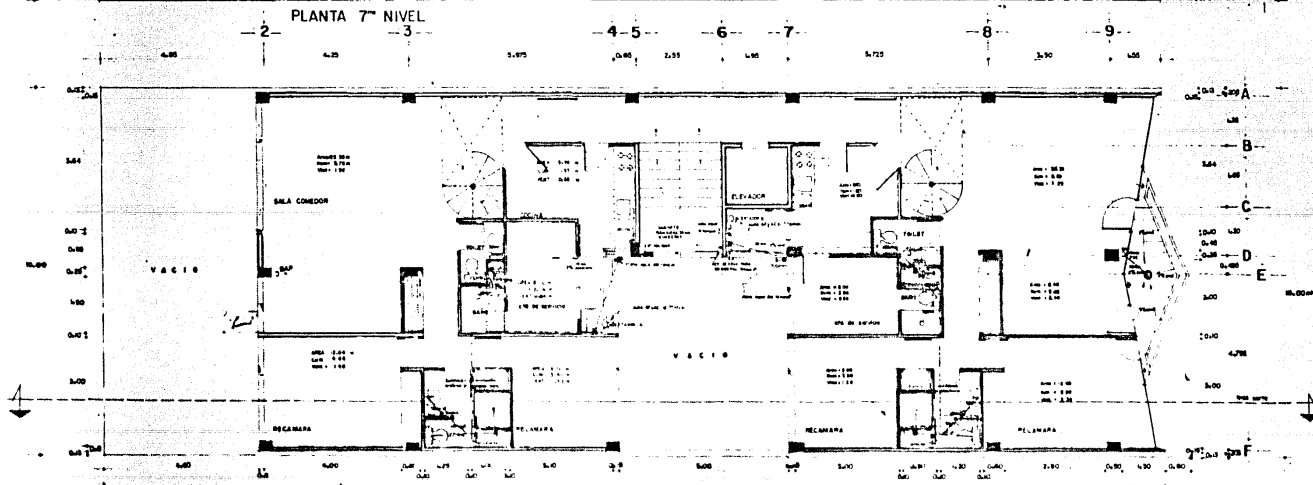
SE AMPLIA LA UTILIZACION DE ESPACIOS INTERIORES PROPUESTA PARA ESTE EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO QUE SE HA CONSTRUIDO BAJO REGIMEN DE PROPIEDAD EN CONDOMINIO Y DE ACCESO A LOS APARTAMENTOS DE LA CALLE ANTERIORMENTE PERTENECIENTE AL SEÑOR DON ELIACER DE MORALES Y AUTORIZAR LAS OBRAS PARA QUE PUEDAN SER UTILIZADAS

SE AMPLIA LA UTILIZACION DE ESPACIOS INTERIORES PROPUESTA PARA ESTE EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO QUE SE HA CONSTRUIDO BAJO REGIMEN DE PROPIEDAD EN CONDOMINIO Y DE ACCESO A LOS APARTAMENTOS DE LA CALLE ANTERIORMENTE PERTENECIENTE AL SEÑOR DON ELIACER DE MORALES Y AUTORIZAR LAS OBRAS PARA QUE PUEDAN SER UTILIZADAS

TESIS PROFESIONAL
FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM
 FCO JAVIER VENEGAS BARRAGAN
 1979



PLANTA 7° NIVEL



PLANTA 6° NIVEL



NOTA: SE APROBÓ LA PRELACION PORQUE LA ANTERIOR PROMESA NECESITA EDIFICIO DE 12 DEPARTAMENTOS Y SE LEVIÓ CONFORME A LOS REQUISITOS DE PROPIEDAD DEL GOBIERNO Y SE ADECUÓ A LAS DISPOSICIONES LEGALES APLICABLES, POR LO QUE SE LE DA FE EN EL CENSO DE SUPERFICIE Y ALTURAS EN LAS OBRAS PARA QUE PUEDE SER ADELANTADO.

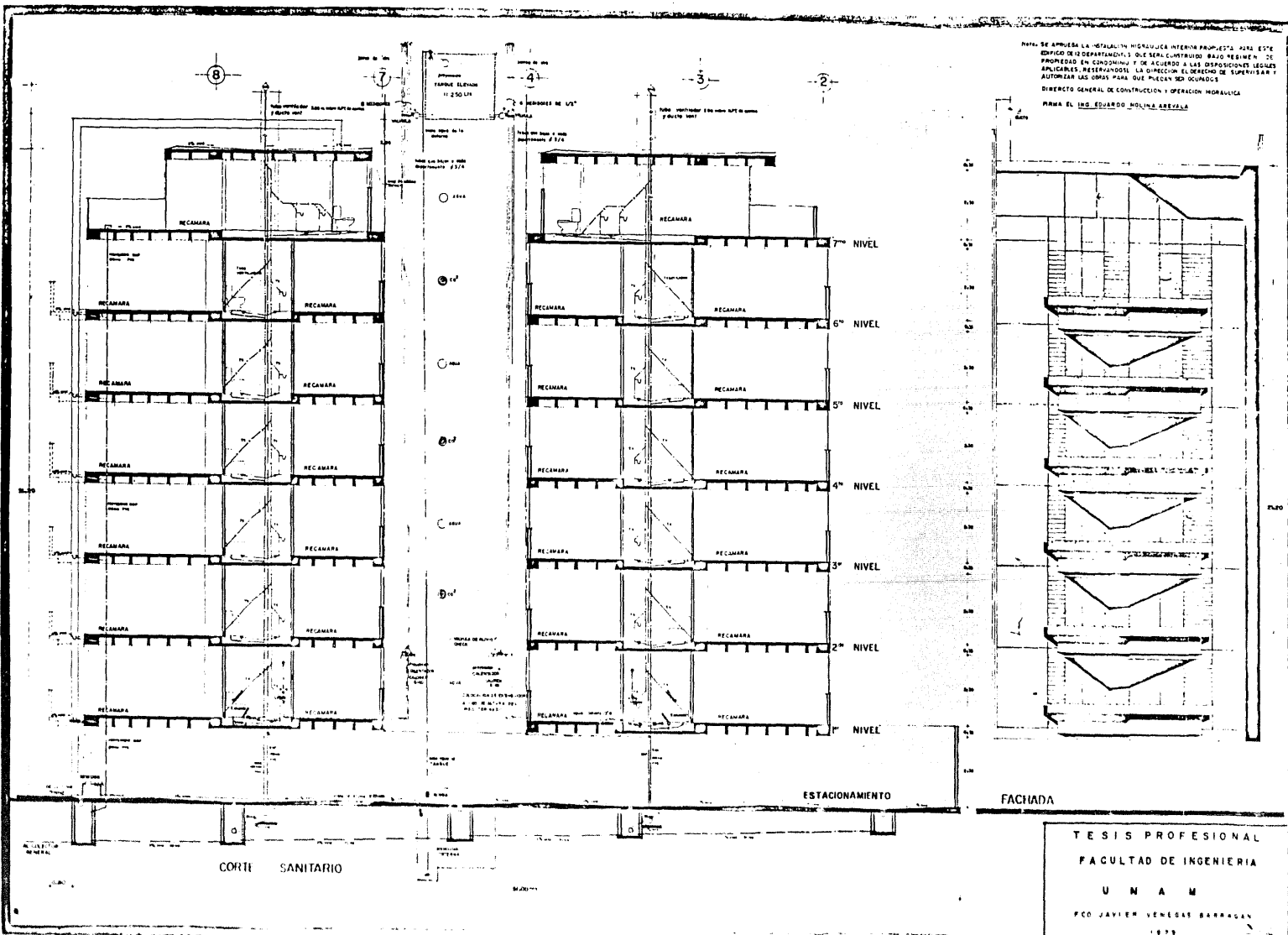
INGENIERO EN ARQUITECTURA Y DISEÑO DE INTERIORES
F. JAVIER VENEZAS BARRAGAN

TESIS PROFESIONAL
FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

F.C.O. JAVIER VENEZAS BARRAGAN

1978



TESIS PROFESIONAL
 FACULTAD DE INGENIERIA
 U N A M
 PCD JAVIER VENEGAS BARRAGAN
 1979

cos, al final de este capítulo.

3. TIPO DE ESTRUCTURA.

Los muros, distribuidos en el proyecto Arquitectónico no podrán - considerarse como muros de carga ya que, el número de niveles ⁽⁸⁾ - del edificio originaría esfuerzos axiales en los muros mayores -- que los permisibles. Por lo tanto estos muros deberán considerar se como muros de relleno (Desligados de la estructura).

Con base en lo anterior, y a la localización de columnas, el sistema de piso que se diseñará estará formado por un entrepiso ali- gerado de 35 cm. de peralte y losas macisas en las zonas de baños- y patios de servicios. Esta solución de entrepiso es conveniente ya que eliminará el uso de falsos plafones para ocultar trabes, - además resultarán alturas menores de entrepiso.

La estructura se idealizará de la siguiente manera:

a) En el sentido largo del edificio una estructura formada con 3- marcos dos de los cuales se contraventearán con diagonales a toda la altura del edificio.

b) En el sentido corto del edificio una estructura formada con 9 marcos.

II. ANALISIS DE CARGAS (PERMANENTES Y EVENTUALES)

II. ANALISIS DE CARGAS (PERMANENTES Y EVENTUALES).

1. ANALISIS DE CARGAS PERMANENTES

1.1 ANALISIS.- El análisis es una fase del diseño donde la intuición y experiencia del ingeniero desempeñan un papel -- primordial, ya que a éste antecede la elección del tipo de estructuración, factor muy importante para la economía -- del proyecto. Los refinamientos posteriores en el dimen-- sionamiento de secciones son de menor importancia. Otro -- aspecto importante que debemos tomar en cuenta antes de -- proceder al análisis, es el de las solicitaciones a las -- que va estar sometida la estructura.

Así, el análisis estructural implica un conocimiento de -- las solicitaciones que obran sobre la estructura y las di-- mensiones de sus elementos. Estos datos son imprecisos en un principio, ya que solo se conocen en forma aproximada -- las dimensiones, que tendrán dichos elementos; estas influ-- yen tanto en el valor de peso propio como en el comporta-- miento estructural del conjunto.

Para llegar a las dimensiones de análisis se tiene que ha-- cer una estimación preliminar.

1.2 ESPECIFICACIONES DE CARGA

1.2.1 PLANTA TIPO (Entrepiso aligerado de 35 cm de peralte). De la distribución del tablero 3-5 y A-E.

$$A = 6.70 \times 4.87 = 32.60 \text{ m}^2; \times 0.35 = 11.41 \text{ m}^3$$

- casetones = 0.60 x 0.60 x 0.30 x 33	= - 3.56 m ³
- 0.60 x 0.40 x 0.30 x 19	= - 1.37 "
- 0.40 x 0.40 x 0.30 x 2	= - 0.10 "
- 0.20 x 0.60 x 0.30 x 1	= - <u>0.03</u> "
Total	= - 5.06 m ³

$$\text{Volúmen concreto} = 11.41 - 5.06 = 6.35 \text{ m}^3$$

$$\text{Volúmen casetones} = 5.06 \text{ m}^3$$

Concreto	$\frac{6.35}{32.60} \times 2.4$	0.467 ton/m ²
----------	---------------------------------	--------------------------

Casetones	$\frac{5.06}{32.60} \times 0.6$	0.093 "
-----------	---------------------------------	---------

Fino	0.02 x 2.2	0.044 T/m ²
------	------------	------------------------

Yeso	0.015 x 1.5	<u>0.023</u> "
------	-------------	----------------

$$\text{C. MUERTA } 0.627 \text{ T/m}^2$$

Condición carga vertical:

Carga muerta	0.627 T/m ²
--------------	------------------------

Carga viva	<u>0.200</u> "
------------	----------------

C. TOTAL	0.827 T/m ²
----------	------------------------

Condición carga sismo

Carga muerta	0.627 T/m ²
--------------	------------------------

Carga viva	<u>0.110</u> "
------------	----------------

$$0.737 \text{ T/m}^2$$

1.2.2 PLANTA AZOTEA (Aligerado de 35 cm de Peralte).

Concreto		0.467 Ton/m ²
Casetones		0.093 "
Relleno	0.10 x 1.0	0.100 "
Enladrillado	0.02 x 1.6	0.032 "
Entortado	0.03 x 8.0	0.060 "
Yeso	0.015 x 1.5	<u>0.023</u> "
	C. MUERTA	0.775 Ton/m ²

Condición carga vertical:

carga muerta	0.775 Ton/m ²
carga viva	<u>0.100</u> "
C. TOTAL	0.875 Ton/m ²

Condición carga sismo:

carga muerta	0.775 Ton/m ²
carga viva	<u>0.040</u> "
C. TOTAL	0.815 Ton/m ²

1.2.3 MUROS

a) Muros interiores

Muro		0.130 Ton/m ²
yeso	0.03 x 1.5	<u>0.045</u> "
		Total 0.175 Ton/m ²

b) Muros de baños con 1 cara azulejo

Muro		0.130 Ton/m ²
yeso	0.015 x 1.5	0.023 "
1 Azulejo	0.025 x 2.0	<u>0.050</u> "
		Total 0.203 Ton/m ²

c) Muros de fachada

Muro		0.140 Ton/m ²
yeso	0.015 x 1.5	0.023 "
Aplanado	0.025 x 1.9	<u>0.047</u> "
		Total 0.210 Ton/m ²

1.2.4 LOSA DE 10 CM EN ZONAS DE BAÑOS

Losa	0.10 x 2.4	0.240 Ton/m ²
Relleno	0.25 x 1.0	0.250 "
Piso	0.04 x 2.2	0.088 "
Yeso	0.15 x 1.5	<u>0.023</u> "
C. MUERTA		0.601 Ton/m ²

Condición carga vertical

carga muerta	0.601 Ton/m ²
carga viva	<u>0.150</u> "
C. TOTAL	0.751 Ton/m ²

Condición carga sismo

carga muerta	0.601 Ton/m ²
carga viva	<u>0.110</u> "
C. TOTAL	0.711 Ton/m ²

1.2.5 ESCALERAS

Losa	0.12 x 2.4	0.288 Ton/m ²
Relleno	0.08 x 1.6	0.128 "
Escalón	0.06 x 2.0	0.120 "
Yeso	0.015 x 1.5	<u>0.023</u> "
C. MUERTA		0.559 Ton/m ²

Condición carga vertical:

carga muerta	0.559 Ton/m ²
carga viva	<u>0.200</u> "
C. TOTAL	0.759 Ton/m ²

Condición carga sismo

Carga muerta	0.559 Ton/m ²
Carga viva	<u>0.110</u> "
C. TOTAL	0.669 Ton/m ²

1.3 PLANOS DE CARGA

Los planos de carga son de gran ayuda para determinar las cargas en cada uno de los elementos estructurales que componen la estructura. En dichos planos se lleva a cabo la estructuración que como ya dijimos es de gran importancia para lograr economía y seguridad que son algunas de las finalidades que debemos buscar.

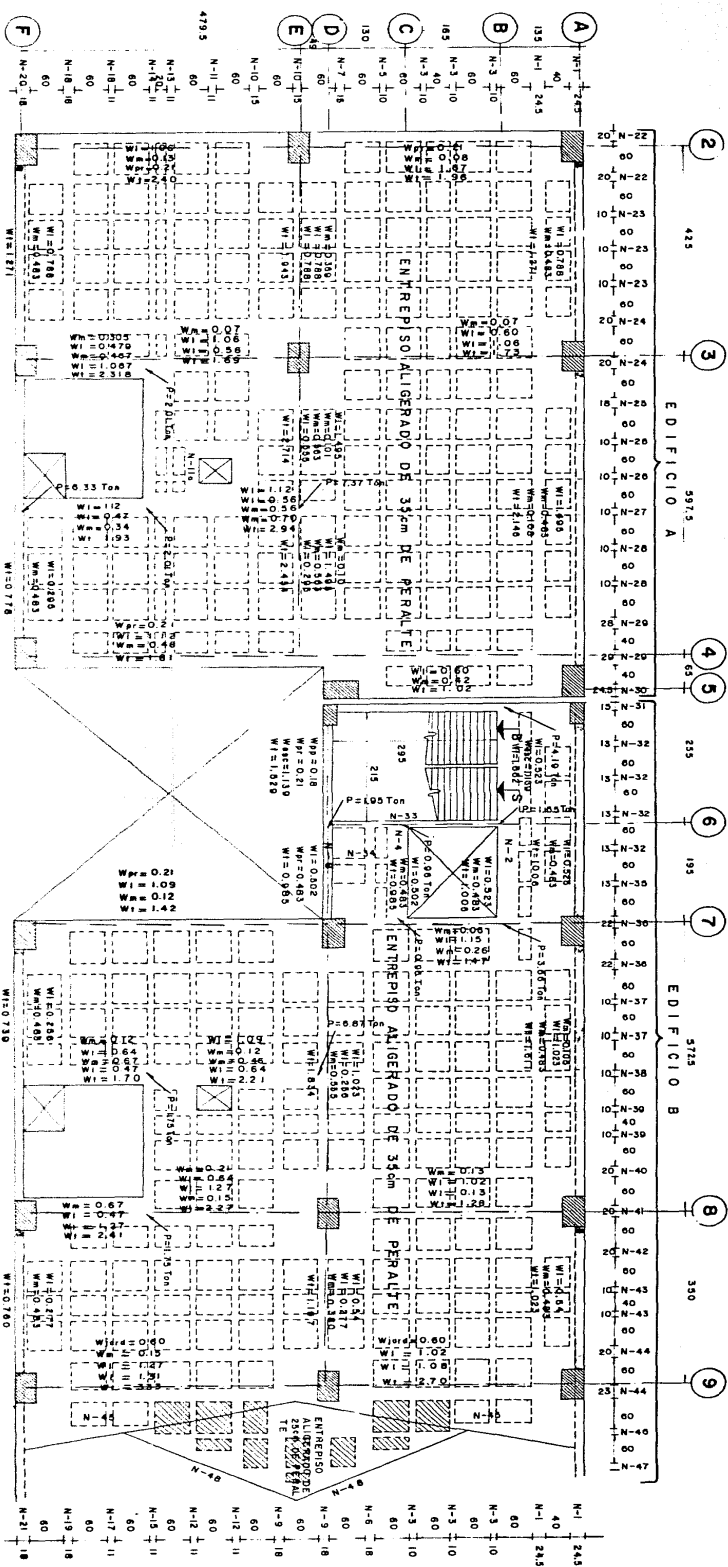
Con las especificaciones de carga se determinarán las cargas en cada elemento estructural del entrepiso por medio de las áreas tributarias a cada una de éstos.

Ver plano de cargas a continuación.

1.4 METODO EMPLEADO

Como se pudo ver en los planos de carga, contamos en el sentido corto del edificio con nueve marcos de cortante plano y tres en el sentido largo, dos de los cuales se contraventearán en toda su altura.

En la etapa de estructuración se determinó una junta constructiva en la zona de cubo de escaleras ya que en esta zo-



PLANTA TIPO 192a, 3a, 4a, 5a Y 6a NIVELES
(PLANO DE CARGAS)

NOTACION
 WI CARGA DE LISO en TAVIA
 WI CARGA DE LISO en TAVIA
 WI CARGA DE YESO en TAVIA
 WI CARGA DE YESO en TAVIA
 WI CARGA DE YESO en TAVIA
 WI CARGA DE YESO en TAVIA

Grid Lines:
 A: N-1, N-1, 24.5, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 220, 240, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 440, 460, 480, 500, 520, 540, 560, 580, 600, 620, 640, 660, 680, 700, 720, 740, 760, 780, 800, 820, 840, 860, 880, 900, 920, 940, 960, 980, 1000
 B: N-1, N-1, 24.5, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 220, 240, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 440, 460, 480, 500, 520, 540, 560, 580, 600, 620, 640, 660, 680, 700, 720, 740, 760, 780, 800, 820, 840, 860, 880, 900, 920, 940, 960, 980, 1000
 C: N-1, N-1, 24.5, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 220, 240, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 440, 460, 480, 500, 520, 540, 560, 580, 600, 620, 640, 660, 680, 700, 720, 740, 760, 780, 800, 820, 840, 860, 880, 900, 920, 940, 960, 980, 1000
 D: N-1, N-1, 24.5, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 220, 240, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 440, 460, 480, 500, 520, 540, 560, 580, 600, 620, 640, 660, 680, 700, 720, 740, 760, 780, 800, 820, 840, 860, 880, 900, 920, 940, 960, 980, 1000
 E: N-1, N-1, 24.5, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 220, 240, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 440, 460, 480, 500, 520, 540, 560, 580, 600, 620, 640, 660, 680, 700, 720, 740, 760, 780, 800, 820, 840, 860, 880, 900, 920, 940, 960, 980, 1000
 F: N-1, N-1, 24.5, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 220, 240, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 440, 460, 480, 500, 520, 540, 560, 580, 600, 620, 640, 660, 680, 700, 720, 740, 760, 780, 800, 820, 840, 860, 880, 900, 920, 940, 960, 980, 1000

na el entrepiso se estrangula originándose una sección crítica para la transmisión de los cortantes sísmicos, por lo cual la estructura se analizará como si tuviéramos dos edificios, edificio A y edificio B. (Ver plano de cargas)

Los métodos más empleados para resolver este tipo de estructuras son: El de Rigideces, Flexibilidades y distribución de momentos (Cross ó Kani).

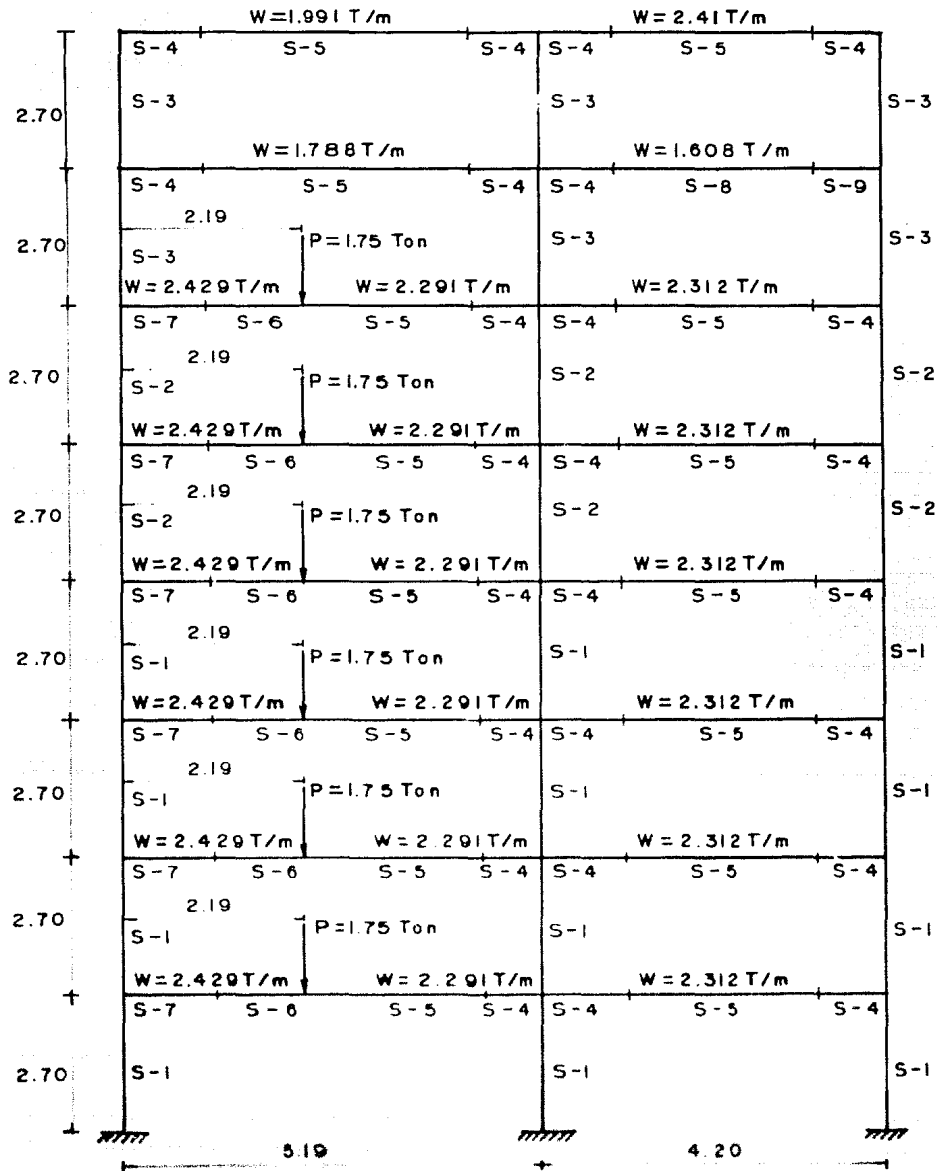
Con la aparición de la computadora el método de rigideces nos ofrece más ventajas.

El análisis de este edificio tanto para cargas verticales como para cargas debidas a sismo se hará empleando un programa para computadora que se basa en el método de rigideces desarrollado por los ingenieros V. Ramón Cervantes B. y Víctor Porras S. de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería.

A continuación presento el marco 8 cargado, sus propiedades geométricas, así como los elementos mecánicos obtenidos con el programa de Computadora, el resultado de los demás marcos se obtuvo de la misma forma.

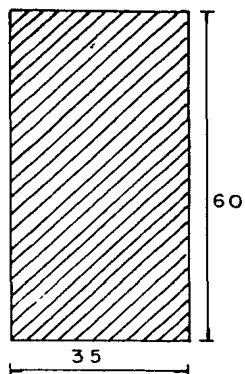
En seguida se muestra el listado del marco 8.

CONDICION DE CARGA VERTICAL Y SECCIONES

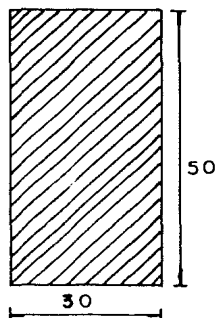


MARCO EJE 8

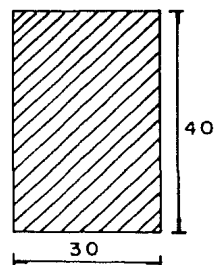
PROPIEDADES GEOMETRICAS MARCO 8



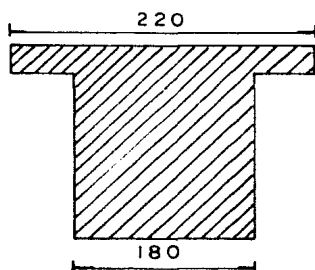
S-1



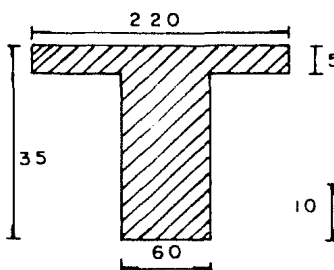
S-2



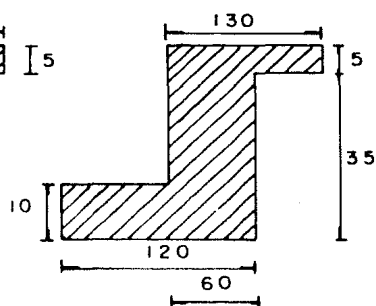
S-3



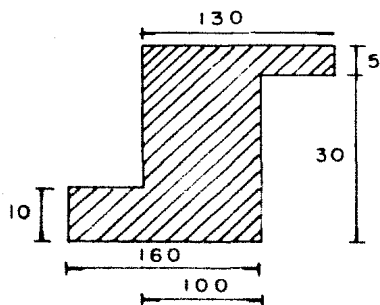
S-4



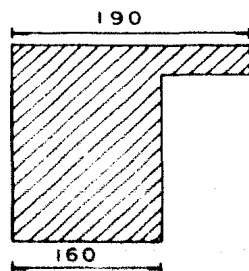
S-5



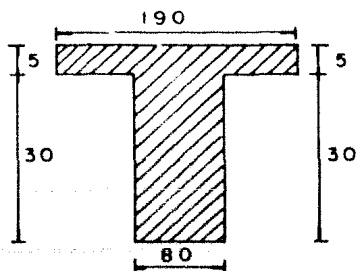
S-6



S-7



S-8



S-9

ELEMENTOS MECANICOS DEBIDOS A CARGA VERTICAL

-1.44	-1.44	-6.73	-6.25	-0.96	-0.96
+1.21	-2.42	-5.22	-0.51 -4.03	-1.29	-0.70
-1.21			+0.69		+0.59
+1.50	-3.57	-8.16	-0.78 -6.26	-1.59	-0.66
-2.07			+1.12		+0.93
+1.99	-3.83	-8.09	-1.09 -6.05	-1.76	-0.92
-1.84			+0.96		+0.84
+1.67	-4.41	-7.92	-0.90 -5.62	-2.10	-0.81
-2.73			+1.39		+1.28
+2.49	-4.85	-7.79	-1.31 -5.28	-2.39	-1.23
-2.35			+1.20		+1.16
+2.36	-4.83	-7.79	-1.21 -5.31	-2.37	-1.16
-2.47			+1.28		+1.21
+2.62	-4.57	-7.84	-1.34 -5.60	-2.10	-1.26
-1.95			+0.89		+0.84
+0.84			-0.54		-0.52

Momentos flexionantes

MARCO EJE 8

ELEMENTOS MECANICOS DEBIDOS A CARGA VERTICAL

	+4.15	(-0.98)	- 6.18	+6.32	(- 0.62)	- 3.80		
-0.98				+0.36			+0.62	
	(-4.15)		(-12.51)			(-3.80)		
-0.98	+4.10	(-0.02)	- 5.18	+0.36	+4.02	(+0.16)	- 2.72	+0.62
-1.00				+0.54			+0.46	
	(-8.25)		(-21.71)			(-6.52)		
-1.00	+6.30	(-0.50)	- 7.65	+0.54	+5.97	(-0.23)	- 3.74	+0.46
-1.50				+0.82			+0.69	
	(-14.54)		(-35.33)			(-10.27)		
-1.50	+6.36	(+0.20)	- 7.58	+0.82	+5.88	(+0.08)	- 3.83	+0.69
-1.30				+0.69			+0.61	
	(-20.90)		(-48.79)			(-14.10)		
-1.30	+6.50	(-0.64)	- 7.44	+0.69	+5.70	(-0.32)	- 4.01	+0.61
-1.94				+1.00			+0.86	
	(- 27.41)		(-48.79)			(-18.12)		
-1.94	+6.61	(+0.19)	- 7.33	+1.00	+5.54	(+0.07)	- 4.17	+0.86
-1.75				+0.89			+0.86	
	(-34.02)		(-74.80)			(-22.29)		
-1.75	+6.61	(-0.14)	- 7.33	+0.89	+5.55	(-0.06)	- 4.16	+0.86
-1.88				+0.97			+0.91	
	(-40.63)		(-87.68)			(-26.44)		
-1.88	+6.55	(+0.85)	- 7.39	+0.97	+5.69	(-0.41)	- 4.02	+0.91
-1.04				+0.53			+0.50	
	(-47.18)		(-100.76)			(- 30.46)		
				+0.53			+0.50	

- a) Fuerzas cortantes en barras (+ 0 -)
 b) Fuerzas axiales en barras (+ 0 -)

ELEMENTOS MECANICOS DEBIDOS A SISMO

	-0.60	(-0.11)	-0.60	-0.58	(+0.23)	-0.58	
+1.22				+1.67			+1.10
	(+0.60)		(-0.02)			(-0.58)	
+1.22	-1.09	(-0.09)	-1.09	+1.67 -1.20	(-0.00)	-1.20	+1.10
+1.14				+1.77			+1.11
	(+1.69)		(+0.10)			(-1.79)	
+1.14	-1.26	(-0.15)	-1.26	+1.77 -1.54	(+0.07)	-1.54	+1.11
+1.48				+2.50			+1.55
	(+2.95)		(+0.38)			(-3.33)	
+1.48	-1.60	(-0.06)	-1.60	+2.50 -2.07	(+0.00)	-2.07	+1.55
+1.94				+3.08			+2.06
	(+4.55)		(+0.84)			(-5.40)	
+1.94	-1.94	(-0.36)	-1.94	+3.08 -2.66	(+0.19)	-2.66	+2.06
+2.09				+4.15			+2.38
	(+6.50)		(+1.56)			(-8.05)	
+2.09	-2.23	(-0.06)	-2.23	+4.15 -3.18	(-0.02)	-3.18	+2.38
+2.44				+4.61			+2.82
	(+8.73)		(+2.51)			(-11.24)	
+2.44	-2.45	(-0.16)	-2.45	+4.61 -3.59	(+0.04)	-3.59	+2.82
+2.63				+5.15			+3.13
	(+11.17)		(+3.66)			(-14.83)	
+2.63	-2.40	(+0.45)	-2.40	+5.15 -3.58	(-0.24)	-3.58	+3.13
+3.28				+4.66			+3.58
	(+13.57)		(+4.83)			(-18.41)	
+3.28				+4.66			+3.58

- a) Fuerzas cortantes en barras + 0 -
b) Fuerzas axiales en barras (+ 0 -)

MARCO EJE B

ELEMENTOS MECANICOS DEBIDOS A SISMO

+1.74		-1.39	+0.90		-1.55
+1.74			+2.28		+1.55
-1.55	+3.14	-2.51	-2.22 +2.12		-1.41
+1.59			+2.41		+1.53
-1.48	+3.59	-2.94	-2.37 +2.82		-1.47
+2.10			+3.40		+2.16
-1.91	+4.58	-3.72	-3.35 +3.84		-2.01
+2.67			+4.22		+2.83
-2.56	+5.45	-4.64	-4.10 +5.15		-2.74
+2.89			+5.70		+3.27
-2.74	+6.14	-5.43	-5.50 +6.32		-3.15
+3.40			+6.26		+3.89
-3.20	+6.77	-5.93	-6.20 +7.14		-3.73
+3.57			+6.88		+4.21
-3.53	+6.77	-5.72	-7.03 +7.04		-4.24
+3.23			+5.74		+3.76
-5.63			-6.85		-5.90

Momentos flexionantes

MARCO EJE 8

2. ANALISIS DE CARGAS EVENTUALES (SISMICAS)

2.1 SISMOS

Los sismos son producidos por movimientos de la corteza terrestre, los cuales pueden ser ocasionados por la erupción de volcanes, o por el acomodamiento o deslizamiento repentino a lo largo de un plano de falla del terreno, a éstos últimos se les llama tectónicos y a los primeros volcánicos.

Los sismos de carácter tectónicos son por lo general los que liberan mayor cantidad de energía. En la transmisión de los movimientos, es factor esencial la naturaleza y características del suelo.

La programación del movimiento se realiza mediante ondas que se originan en un punto llamado Foco. El punto sobre la superficie directamente encima del Foco se designa Epicentro ó epifoco. La energía cinética de la onda es menor a medida que se aleja del Foco.

2.2 METODOS DE ANALISIS SISMICOS

1. Método estático
2. Método dinámico

2.2.1 Método estático

2.2.1.1 Introducción

Se determinarán las expresiones que caracterizan a este método en particular. La razón del nombre se debe a que originalmente, en la determinación de las expresiones para --- cuantificar las fuerzas correspondientes, no eran necesarias las características dinámicas de la estructura en cuestión.

2.2.1.2 Hipótesis básicas

Las hipótesis que caracterizan a este método son:

a) La distribución de aceleraciones en la estructura, provocada por el temblor de diseño, es lineal con la altura (ver fig 2.1)

b) Las aceleraciones generadas por el temblor de diseño, se determinarán mediante la siguiente expresión:

$$\frac{V}{w} = \frac{C}{Q} \quad (2.1)$$

en donde para una estructura en particular, los elementos de la ec 2.1 resultan ser

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.2)$$

donde n indica el número de niveles en que se idealiza la estructura, y F_i la fuerza de inercia horizontal correspondiente al nivel i -ésimo, cuyo peso se indica como w_i . En la ec 2.2, V resulta ser la fuerza cortante en la base

del edificio

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (2.3)$$

c Coeficiente sísmico, valor experimental definido en algún reglamento.

Q Factor de ductilidad, también es un valor experimental - definido por algún reglamento.

2.2.1.3 Fuerzas sísmicas

Una vez definidas las aceleraciones \ddot{x}_i , a que están sometidas las masas m_i que definen a la estructura en cuestión, las fuerzas correspondientes F_i , de acuerdo con la segunda ley de Newton quedarán indicadas como

$$F_i = m_i \ddot{x}_i \quad (2.4)$$

en donde

$$m_i = \frac{W_i}{g} \quad (2.5)$$

al sustituir la ec 2.5 en la ec 2.4 se obtiene

$$F_i = \frac{W_i}{g} \ddot{x}_i \quad (2.6)$$

De la fig 2.1 se obtiene la siguiente relación geométrica

$$\frac{\ddot{x}_i}{\ddot{x}_N} = \frac{h_i}{h_N} \quad (2.7)$$

de la ec 2.7 se obtiene

$$\ddot{x}_i = \frac{\ddot{x}_N}{h_N} h_i \quad (2.8)$$

al sustituir la ec 2.8 en la ec 2.6 se obtiene

$$F_i = \frac{\ddot{x}_N}{gh_N} w_i h_i \quad (2.9)$$

Con la ec 2.9 se pueden determinar el cortante V , por la ec 2.2 y resulta ser

$$V = \frac{\ddot{x}_N}{gh_N} \sum_{i=1}^n w_i h_i \quad (2.10)$$

Al sustituir las ecs 2.3 y 2.10 en la ec 2.1 se obtendrá la ecuación siguiente

$$\frac{\ddot{x}_N}{gh_N} \frac{\sum_{i=1}^n w_i h_i}{\sum_{i=1}^n w_i} = \frac{c}{Q} \quad (2.11)$$

de donde se podrá calcular el valor de \ddot{x}_N , es decir

$$\ddot{x}_N = \frac{c}{Q} gh_N \frac{\sum_{i=1}^n w_i h_i}{\sum_{i=1}^n w_i} \quad (2.12)$$

Conocida la aceleración en el nivel superior de la estructura (ec 2.12), se podrán conocer las aceleraciones de los-

niveles restantes y las fuerzas correspondientes al sustituir la ec 2.12 en las ecs 2.8 y 2.9, obteniéndose

$$\ddot{x}_i = \frac{c}{Q} g h_i \frac{\sum_{k=1}^n w_k}{\sum_{k=1}^n w_k h_k} \quad (2.13)$$

$$F_i = \frac{c}{Q} w_i h_i \frac{\sum_{k=1}^n w_k}{\sum_{k=1}^n w_k h_k} \quad (2.14)$$

2.2.1.4 Reducción de las Fuerzas sísmicas

Cuando una estructura se analiza por el método estático, la ref 2, permite reducciones al coeficiente del cortante en la base (ec 2.1) de acuerdo con la forma de los espectros de diseño (ver fig 2.2). Para estructuras tipo 1, (ver reglamento del D.F. 1976) la variación se supone lineal, para períodos menores de T_2 , modificándose la ec 2.14 como se indica a continuación

$$F_i = c'q \frac{\sum_{i=1}^n w_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad \forall T \leq T_1 \quad (2.15)$$

en donde

$$c'q = \frac{a_0 + (C - a_0) T/T_1}{1 + (Q-1) T/T_1}$$

donde T es el período fundamental de vibración de la estructura en cuestión.

Cuando T está comprendido entre T_1 y T_2 no existe reducción en las fuerzas.

Cuando T es mayor que T_2 la valorización del coeficiente del cortante en la base se considera igual a la ordenada del espectro multiplicada por un factor igual a 1 para T igual a T_2 y que tiende a 1.5 cuando T tiende a infinito. La ec 2.14 quedará

$$F_i = \frac{c}{Q} \left(\alpha h_i \frac{\sum_{k=1}^n w_k}{\sum_{k=1}^n w_k h_k} + \beta h_i^2 \frac{\sum_{k=1}^n w_k}{\sum_{k=1}^n w_k h_k^2} \right) w_i \quad (2.17)$$

en donde

$$\alpha = |1 - \gamma(1-q)| \quad (2.18)$$

$$\beta = 1.5 r q (1-q) \quad (2.19)$$

$$q = \left(\frac{T_2}{T} \right)^r \quad (2.20)$$

la estimación del período fundamental de vibración de la estructura, para operaciones con calculadora de escritorio se puede hacer a partir del cociente de Schwartz, - - - - -

$$2\pi \left[\frac{\sum_{i=1}^n w_i x_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i x_i} \right]^{1/2} \quad \cdot \quad \text{Este cociente sirve para calcular en}$$

forma rigurosa el período natural de vibración cuando las x_i son las amplitudes de las masas en el modo de interés. -
Entonces el período fundamental de vibración de la estructura será.

$$T = 2\pi \left[\frac{1}{g} \frac{\sum_{i=1}^n w_i x_i^2}{\sum_{i=1}^n F_i x_i} \right]^{1/2}$$

Cuando el período que interesa es el fundamental, los valores de x_i se pueden obtener mediante la organización expresada en la fig 2.3, en donde el sistema de fuerzas --- inerciales horizontales que se utiliza es el especificado - en la ec 2.14.

En el caso de utilizarse una computadora, el período fundamental de vibración se determinará con algún método numérico eficiente por ejemplo el de Jacobi.

2.2.2 EFECTO DE TORSION

En general en un nivel cualquiera, no coincidirá la resultante de las fuerzas producida por el sismo con la resultante de las fuerzas resistentes del entrepiso. La fuerza sísmica actúa en el centro de gravedad de las masas en cada piso. Esto produce un par de torsión el cual deberán resistir los elementos estructurales.

El centro de torsión se puede obtener como el centroide de los elementos resistentes, se puede definir por medio de -- las siguientes expresiones:

$$\bar{x}_{ct} = \frac{\sum R_{iy} x_i}{\sum R_{iy}}$$

$$\bar{y}_{ct} = \frac{\sum R_{ix} y_i}{\sum R_{ix}}$$

R_{iy} = Rigidez de cada elemento resistente del entrepiso orientados según el eje "y".

R_{ix} = Rigidez de cada elemento resistente del entrepiso orientado según el eje "x"

A la excentricidad calculada debe adicionarse una excentricidad accidental especificada por algún reglamento.

La excentricidad de diseño especificada según el reglamento de D.F. 1976.

$$e_d \begin{cases} 1.5e (x \text{ ó } y) + 0.10 L & e_x = \bar{x}_{ct} - \bar{x}_{cg} \\ e (x \text{ ó } y) - 0.10 L & e_y = \bar{y}_{ct} - \bar{y}_{cg} \end{cases}$$

Donde "e" es la excentricidad calculada como la distancia entre la línea de acción del cortante y el centro de torsión y "L" es la mayor dimensión de la planta considerada del edificio medida perpendicularmente a la dirección del mismo. El signo deberá tomarse en cada marco en tal forma que dé lugar a los máximos elementos mecánicos.

e_d = excentricidad de diseño, se deberá tomar la más desfavorable-

Los momentos torsionantes serán

$$M_{tx} = V_x e dy$$

$$M_{ty} = V_y e dx$$

2.2.3 Análisis dinámico

2.2.3.1 Introducción

Las ecuaciones de equilibrio dinámico de una estructura de comportamiento lineal se pueden escribir como (ref 3)

$$\underline{M} \ddot{\underline{x}}(t) + \underline{c} \dot{\underline{x}}(t) + \underline{k} \underline{x}(t) = \underline{f}(t) \quad (3.1)$$

en donde \underline{M} , \underline{c} y \underline{k} son las matrices de masas, de amortiguamientos, y de rigideces, respectivamente, de la estructura; $\ddot{\underline{x}}$, $\dot{\underline{x}}$ y \underline{x} son los vectores de aceleraciones, de velocidades y de desplazamientos, respectivamente, de la estructura, sometida a las cargas representadas por el vector \underline{f} .

Las matrices \underline{M} , \underline{c} y \underline{k} son constantes y para una estructura en particular dependerán de la distribución de sus masas, de su geometría y del material que la constituye una vez que la estructura se ha definido, las matrices anteriores quedan definidas.

El modelo matemático dado por la ec 3.1 corresponde a un-

sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias de segundo orden, lineales, de coeficientes constantes, no homogéneo.

Debido a que para un temblor, la función f resulta tener una variación similar a la de los acelerogramas registrados en la base, los métodos recomendables para integrar -- las ecs 3.1 son los numéricos paso a paso. Los métodos numéricos paso a paso que actualmente se están utilizando -- los directos y el de superposición modal. En los métodos directos se requiere conocer los acelerogramas que representan el temblor de diseño queda representado también o -- bien por un espectro de respuesta, ya que se combina con -- un criterio probabilístico para obtener respuestas máximas. Debido a que en los reglamentos siempre queda especificado el espectro de diseño del temblor, se considerarán en este -- capítulo las fuerzas sísmicas obtenidas con el método de -- superposición modal, combinadas por un criterio probabilís-- tico.

2.2.3.2 Método de superposición modal

Este método consiste en desacoplar las ecuaciones de movimiento del sistema (ecs 3.1), al transformarlas a las -- coordenadas definidas por los valores característicos, de-- nominadas también sistema de referencia natural de la es-- tructura, en donde las ecuaciones resultan enteramente si-- milares a las de los sistemas de un grado de libertad.

Debido a lo anterior, primero se deberá resolver el problema de valores característicos asociado a la ec 3.1 que se puede escribir mediante la ecuación siguiente

$$\underline{k} \underline{r}_i = p_i^2 \underline{M} \underline{r}_i \quad (3.2)$$

en donde p_i^2 son valores característicos (cuadrado de las frecuencias naturales de vibración), correspondientes a los vectores característicos \underline{r}_i (denominados también configuraciones naturales de vibración, formas modales o modos).

La solución del modelo matemático dado por la ec 3.2 proporciona tantos vectores \underline{r}_i , como grados de libertad tenga la estructura (indicado por el número de niveles, N , en la fig 2.1). Al ordenarlos en forma ascendente, de acuerdo con los valores p_i^2 , se pueden agrupar en forma matricial, dando lugar a la matriz \underline{R} , de tal manera que la i -ésima columna estará formada por el vector característico \underline{r}_i , asociado al valor característico p_i^2 . La matriz modal, \underline{R} , forma un espacio vectorial, al cual se transformará la ec 3.1 mediante la siguiente ley de transformación.

$$\underline{x} = \underline{R} \underline{y} \quad (3.3)$$

al derivar respecto al tiempo la ec 3.3 se obtiene

$$\dot{\underline{x}} = \underline{R} \dot{\underline{y}} \quad (3.4)$$

$$\ddot{\underline{x}} = \underline{R} \ddot{\underline{y}} \quad (3.5)$$

Al sustituir las ecs 3.3 a 3.5 en la ec 3.1 se obtiene

$$\underline{M} \underline{R} \ddot{\underline{y}} + \underline{c} \underline{R} \dot{\underline{y}} + \underline{k} \underline{R} \underline{y} = \underline{f} \quad (3.6)$$

Premultiplicando por \underline{R}^T la ec 3.6 se obtiene

$$\underline{R}^T \underline{M} \underline{R} \ddot{\underline{y}} + \underline{R}^T \underline{c} \underline{R} \dot{\underline{y}} + \underline{R}^T \underline{k} \underline{R} \underline{y} = \underline{R}^T \underline{f} \quad (3.7)$$

que puede escribirse como

$$\underline{M}^* \ddot{\underline{y}} + \underline{c}^* \dot{\underline{y}} + \underline{k}^* \underline{y} = \underline{f}^* \quad (3.8)$$

en donde

$$\underline{M}^* = \underline{R}^T \underline{M} \underline{R} \quad (3.9)$$

$$\underline{c}^* = \underline{R}^T \underline{c} \underline{R} \quad (3.10)$$

$$\underline{k}^* = \underline{R}^T \underline{k} \underline{R} \quad (3.11)$$

$$\underline{f}^* = \underline{R}^T \underline{f} \quad (3.12)$$

Las matrices \underline{M}^* y \underline{k}^* resultan ser diagonales debido a la propiedad de ortogonalidad de los modos respecto a las matrices de masas y rigideces. Si la matriz de amortiguamiento se selecciona para que \underline{c}^* resulte también diagonal se logrará que el sistema de ecuaciones de equilibrio, en la referencia natural este desacoplado. El sistema desacopla-

do se podrá escribir como las N ecuaciones de equilibrio siguientes, asociadas a cada modo de vibración.

$$M_i^* \ddot{y}_i + c_i^* \dot{y}_i + k_i^* y_i = f_i^* \quad (3.13)$$

los coeficientes de la ec 3.9 están definidos por las ecuaciones 3.9 a 3.12, y sus expresiones explícitas resultan ser

$$M_i^* = \sum_{j=1}^n m_j r_{ji}^2 \quad (3.14)$$

$$c_i^* = 2 \zeta p_i m_i^* \quad (3.15)$$

$$k_i^* = 2 m_i^* p_i^2 \quad (3.16)$$

$$f_i^* = \sum_{j=1}^n f_j r_{ji} \quad (3.17)$$

donde r_{ji} es el j -ésimo componente del modo i -ésimo y ζ la fracción de amortiguamiento crítico del mismo modo. La solución de la i -ésima ecuación diferencial dada por la ec 3.13 resulta ser (ref 5)

$$y_i(t) = \frac{1}{p_i m_i^*} \int_0^t f_i^*(\zeta) e^{-p_i \zeta} \left[-p_i \zeta (t-\tau) \right] \text{sen } p_{ai} (t-\tau) dt \quad (3.18)$$

donde p_{ai} es la frecuencia amortiguada para el modo i -ésimo, definida por la ec. siguiente

$$p_{ai} = p_i \sqrt{1 - \zeta_i^2} \quad (3.19)$$

para el caso en que el vector \underline{f} de la ec 3.1 esté definido por las fuerzas debidas a un temblor, el componente i -ésimo se podrá escribir como (ref 4)

$$f_i = - m_i \ddot{u}_g(t) \quad (3.20)$$

donde $\ddot{u}_g(t)$ es la función que representa al acelerograma del temblor, en la base de la estructura (ver fig 3.1). Al sustituir las ecs 3.14 a 3.16 y 3.20 en la ec 3.18 se obtendrá

$$y_i(t) = - \frac{c_i}{p_i} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp \left[- \left(p_i \zeta_i (t-\tau) \right) \right] \sin p_{ai} (t-\tau) d\tau \quad (3.21)$$

donde c_i , conocido con el nombre de coeficiente de participación del modo i , está dado por

$$c_i = \frac{\sum_{j=1}^n m_j r_{ji}}{\sum_{j=1}^n m_j r_{ji}^2} \quad (3.22)$$

De acuerdo con los desarrollos anteriores, el vector solución \underline{y} , en la referencia natural, se obtendrá con la ec 3.21, para cada modo. El vector que interesa es el \underline{x} que se obtendrá con la ec 3.3.

La forma de cuantificar las ecs 3.13 sería utilizando alguno de los métodos numéricos existentes (por ejemplo el β de Newmark, los Runge-Kutta, Theta de Wilson, etc.). La forma de lograr la integración de dichas ecuaciones (ecs 13) es la que le da el caracter paso a paso.

2.2.3.3 Espectros de respuesta.

El valor máximo de la respuesta y_i , en la ec 3.21 se podrá calcular mediante la expresión siguiente

$$\left| y_i \right|_{\max} = c_i D_i \quad (3.23)$$

Donde D_i se conoce con el nombre de ordenada del espectro de desplazamientos, cuya expresión es

$$D = \left| \frac{1}{P_i} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp \left[-p_i \zeta (t-\tau) \right] \text{sen } p_{ai} (t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (3.24)$$

como puede observarse en la ec 3.24, el valor de las ordenadas del espectro de respuesta, depende del acelerograma del temblor, del amortiguamiento ζ y de la frecuencia p o bien del período T , calculado mediante la ec 3.24, para un temblor dado, usando como variables el período T y el amortiguamiento ζ , recibe el nombre de espectro de respuesta de desplazamientos. (ref 6)

$$T = \frac{2\pi}{p} \quad (3.25)$$

También se definen los conceptos de pseudo espectros de velocidad, V , y de aceleración, A , mediante las expresiones siguientes (ref 6)

$$V = p D \quad (3.26)$$

$$A = p^2 D \quad (3.27)$$

al combinar las ecs 3.26 y 3.27 se obtienen las relaciones entre los espectros de respuesta, es decir

$$A = p V = p^2 D \quad (3.28)$$

2.2.3.4 Respuesta máxima probable

De acuerdo con la ec 3.28, la ec 3.23 se puede escribir como

$$\left| Y_i \right|_{\text{máx}} = c_i D_i = \frac{c_i V_i}{p_i} = \frac{c_i A_i}{p_i^2} \quad (3.29)$$

tomando en cuenta que x , es el vector de desplazamientos que interesa cuantificar, se deberá utilizar la ec 3.3, -- quedando

$$x_i = \sum_{j=1}^n r_{ij} Y_j = \sum_{i=1}^n x_{ij} \quad (3.30)$$

donde x_{ij} representa el desplazamiento de la masa i de-

bido al modo j . El valor máximo de x_{ij} se puede calcular usando la ec 3.29, es decir

$$\left| x_{ij} \right|_{\text{máx}} = \left| r_{ij} y_i \right|_{\text{máx}} = r_{ij} \left| y_j \right|_{\text{máx}} = c_j r_{ij} D_j \quad (3.31)$$

al sustituir las ecs 3.26 y 3.27 en la ec 3.31 se obtendrán las expresiones siguientes

$$\left| x_{ij} \right|_{\text{máx}} = c_j r_{ij} \frac{v_i}{p_i} \quad (3.32)$$

$$\left| x_{ij} \right|_{\text{máx}} = c_j r_{ij} \frac{A_i}{p_i} \quad (3.33)$$

Llevando el valor máximo probable de x_i en la ec 3.30 se puede expresar como

$$\left| x_i \right|_{\text{máx}} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left| x_{ij} \right|_{\text{máx}}^2} \quad (3.34)$$

al sustituir la ec 3.31 en la ec 3.32 y esta en la ec --- 3.34 se obtiene

$$\left| x_i \right|_{\text{máx}} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(c_j r_{ij} D_j \right)^2} \quad (3.35)$$

Los componentes del vector de aceleraciones \ddot{x} , se determinan en forma similar al vector de desplazamientos, por lo cual teniendo en cuenta la relación siguiente

$$\left| \ddot{x}_{ij} \right| = \omega^2 \left| x_{ij} \right| \quad (3.36)$$

siguiendo el criterio anterior tenemos

$$\left| \ddot{x}_i \right|_{\text{m\acute{a}x}} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left| \ddot{x}_{ij} \right|_{\text{m\acute{a}x}}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left| p_j^2 x_{ij} \right|_{\text{m\acute{a}x}}^2} \quad (3.37)$$

Al sustituir las ecs 3.31 a 3.35 en la ec 3.37 se obtienen las expresiones siguientes

$$\left| \ddot{x}_i \right|_{\text{m\acute{a}x}} = \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(c_j r_{ij} p_j^2 D_j \right)^2} \quad (3.38)$$

$$\left| \ddot{x}_i \right|_{\text{m\acute{a}x}} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(c_j r_{ij} p_j V_j \right)^2} \quad (3.39)$$

$$\left| \ddot{x}_i \right|_{\text{m\acute{a}x}} = \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(c_j r_{ij} A_j \right)^2} \quad (3.40)$$

Conocida la aceleraci3n m\acute{a}xima a que esta sometida cada masa de la estructura, se podr\acute{a} calcular la fuerza m\acute{a}xima probable, mediante la segunda ley de Newton.

$$\left| F_i \right|_{\text{m\acute{a}x}} = m_i \left| \ddot{x}_i \right|_{\text{m\acute{a}x}} = \frac{w_i}{g} \left| \ddot{x}_i \right|_{\text{m\acute{a}x}} \quad (3.41)$$

Al sustituir las ecs 3.38 a 3.40 en la ec 3.41 se obtienen las expresiones de las fuerzas de inercia provocadas -- por una aceleraci3n m\acute{a}xima probable de la masa en cuesti3n, provocada por un temblor de dise\~{n}o, definido por sus correspondientes espectros de dise\~{n}o.

$$\left| F_i \right|_{\text{m\acute{a}x}} = \frac{w_i}{g} \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(c_j r_{ij} p_j^2 D_j \right)^2} \quad (3.42)$$

A PARTIR DE

ESTA PAGINA

FALLA DE

ORIGEN

ELEMENTOS PLATON # 115

INCLUIR EN LOS ARCHIVOS DE ELEMENTOS Y ESTRUCTURA
 10 NO. DE ARCHIVO PARA ELEMENTOS
 15 NO. DE ARCHIVO PARA LOS CANTILES Y PUNTOS
 20 NO. DE ARCHIVO PARA LAS CARGAS INTERNAS
 25 NO. DE ARCHIVO PARA CARGAS
 30 NO. DE ARCHIVO PARA TRACES DE SECCION VARIABLE

1 NO. DE ESTRUCTURAS POR ANALIZAR

PARA EJEMPLO 6 (ELEMENTOS)

40 NO. DE ELEMENTOS
 70 NO. DE EJECUCIONES
 27 NO. DE TIPOS DE MATERIAL
 0 NO. DE CANTOS DE LA ESTRUCTURA
 0 NO. DE EQUILIBRIOS
 25 NO. DE TIPOS DE SECCION
 0 NO. DEL MATERIAL POR FILTRO
 0 NO. DE CARGAS CON ELEC. PRESCRITO *P.E.C.
 0 NO. DE CARGAS FUERTES
 0 NO. DE MODIFICACIONES DE CARGA
 0 INDICADOR DE CALCULO DE UTILIZACION (=1)
 0 INDICADOR DE CARGAS INDEFINIDAS DEFINITIVAS
 0 INDICADOR DE CARGAS INDEFINIDAS (=1)
 0 NO. DE PARTES DE SECCION VARIABLE ELEMENTOS
 0 NO. DE GRUPOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SECCION
 0 NO. MAXIMO DE TIPOS DE LOS GRUPOS INDEFINIDOS

CONSTANTES MECANICAS DE LOS MATERIALES
 MATERIAL -- MODULO ELASTICO -- COEFICIENTE DE POISSON -- PESO VOLUMETICO
 (T.C./1.02) (T.C./1.02) (T.C./1.02)

1 141413.00 0.15 2.400

PARAMETROS QUE DEFINEN LAS SECCIONES

TIPO	*SECCION*	*PARAMETROS*
0	ESPECIAL	(A, IZ, FY)
1	RECTANGULAR	(L, B)
3	I	(L, H, V, T)
4	CANAL	(L, H, V, T)

BARRA	Nº	NUMO	I	LI	U	J	AT	RD	SLC	LD	AFGY	I	AFGY	J	LI	ITUL	CIC	PSY	(CEI/L)	CLLI	J	(CLL/L)	PLPS	J	INDE	INDE
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1
1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1

12 ANULL LL SEMBANLA LL LA INATIZ DL RICIEFELS

CALCULO DE RIGILLLES DL ENTREFISC A EUL B

NUMERACION LL LLS NUCCS CLITLILUS LH LL NIVEL NC. 1



22	23	24					
	19	20	NUMFACT	101	LL	LLS	MUJDS
	16	17	NUMFACT	101	LL	LLS	MUJDS
	13	14	NUMFACT	101	LL	LLS	MUJDS
	10	11	NUMFACT	101	LL	LLS	MUJDS
	7	8	NUMFACT	101	LL	LLS	MUJDS
	4	5	NUMFACT	101	LL	LLS	MUJDS
	1	2	NUMFACT	101	LL	LLS	MUJDS

NIVL	NO	PTOS	AI	TOTALS	ISSNS
NO.	NOL	ALPS	(")	(")	(")
1	3			27.000	157.020
2	3			4.000	157.020
3	3			4.000	157.020
4	3			10.000	157.020
5	3			13.000	157.020
6	3			17.000	157.020
7	3			18.000	152.070
8	3			21.000	140.340

COEFFICIENTL SIGL CO = 0.100

RIGTRPCFS LL LHTN EPISJ PL TGR/H

3.5140E+02L+0.0000L+0.32.533LL+0.32.5123L+0.31.7516L+0.31.7388L+0.31.5014L+0.31.5375L+0.3



ACCIONES PARAMÉTRICAS Y VARIABLES (CARGAS FUERTE Y VIVA)

- 1 NO. DE LA DESCRIPCIÓN DE LA CARGA
- 2 NO. DE LA CARGA CONVULSO
- 3 NO. DE LA CARGA CONVULSO
- 4 INDICADOR DE FUERZAS DE CUMPLIMIENTO
- 5 NO. DE LA CARGA ACTUAL

BARRA	NO.	DE	INDIC	DE	INDIC	DE	INDIC	DE	INDIC	DE	INDIC	DE	INDIC	DE	INDIC	DE	INDIC	DE	INDIC
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
PARA	1	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	2	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	3	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	4	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	5	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	6	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	7	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	8	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	9	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	10	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	11	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	12	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	13	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	14	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	15	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	16	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	17	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	18	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	19	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA
PARA	20	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA	LI	LI	JR	JR	LI	LI	CA	CA

DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DE LA ESTRUCTURA (CM)

PTO.	NO.	H	C	F	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	1.55	4.0	7.0	-0.3	-2.0	0.5	1.7	7.0	-0.7	-6.0	7.2	0.3	4.1	-0.4	-9.0	6.9	1.6	6.1	-0.5
2	1.56	4.0	1.0	-0.3	-4.0	0.7	1.4	6.1	-0.7	-9.0	6.9	1.6	6.1	-0.5	-3.7	1.4	6.2	1.0	-0.4
3	1.57	3.7	4.0	-0.3	-1.0	0.5	1.1	0.5	-0.7	-4.0	3.7	1.4	6.2	1.0	-0.4	-4.0	3.7	1.4	6.2
4	1.30	4.0	7.0	-0.3	-1.0	0.5	1.7	7.0	-0.7	-6.0	7.2	0.3	4.1	-0.4	-9.0	6.9	1.6	6.1	-0.5
5	1.30	4.0	1.0	-0.3	-4.0	0.7	1.4	6.1	-0.7	-9.0	6.9	1.6	6.1	-0.5	-3.7	1.4	6.2	1.0	-0.4
6	1.30	3.7	4.0	-0.3	-1.0	0.5	1.1	0.5	-0.7	-4.0	3.7	1.4	6.2	1.0	-0.4	-4.0	3.7	1.4	6.2
7	1.30	4.0	7.0	-0.3	-1.0	0.5	1.7	7.0	-0.7	-6.0	7.2	0.3	4.1	-0.4	-9.0	6.9	1.6	6.1	-0.5
8	1.30	4.0	1.0	-0.3	-4.0	0.7	1.4	6.1	-0.7	-9.0	6.9	1.6	6.1	-0.5	-3.7	1.4	6.2	1.0	-0.4
9	1.30	3.7	4.0	-0.3	-1.0	0.5	1.1	0.5	-0.7	-4.0	3.7	1.4	6.2	1.0	-0.4	-4.0	3.7	1.4	6.2
10	1.30	4.0	7.0	-0.3	-1.0	0.5	1.7	7.0	-0.7	-6.0	7.2	0.3	4.1	-0.4	-9.0	6.9	1.6	6.1	-0.5
11	1.30	4.0	1.0	-0.3	-4.0	0.7	1.4	6.1	-0.7	-9.0	6.9	1.6	6.1	-0.5	-3.7	1.4	6.2	1.0	-0.4
12	1.30	3.7	4.0	-0.3	-1.0	0.5	1.1	0.5	-0.7	-4.0	3.7	1.4	6.2	1.0	-0.4	-4.0	3.7	1.4	6.2

EDIFICIO PLATON # 115

INDICES DE LOS ARCHIVOS DE ELEMENTOS Y ESTRUCTURA

10	NO. DE ARCHIVO PARA ELEMENTOS
15	NO. DE ARCHIVO PARA LAS CARGAS Y MOMENTOS
25	NO. DE ARCHIVO PARA LAS CARGAS INTERNAS
50	NO. DE ARCHIVO PARA TRAFES DE SECCION VARIABLE

1 NO. DE ESTRUCTURAS POR ANALIZAR

MARCO LUF 8 (DEFECTO)

40	NO. DE ELEMENTOS
72	NO. DE ELEMENTOS
1	NO. DE TIPOS DE MATERIAL
27	NO. DE TIPOS DE LA ESTRUCTURA
0	NO. DE PLACILATILLOS
29	NO. DE TIPOS DE SECCION
25	NO. DE TIPOS DE SECCION
0	NO. DE ALLOS CON ESP. PRESCRITO .NF.0
0	NO. DE ALLOS FLEXIONA
1	NO. DE PUBLICACIONES DE CARGA
1	INDICADOR DE LAS TIPOS DE ENTREPISAS (1=NO)
8	NO. MAYOR DE CAPAS INTERMEDIAS DIFERENTES
0	INDICADOR DE LAS RESTRINGIDAS (1=SI)
0	NO. DE TIPOS DE SECCION VARIABLE DIFERENTES
0	NO. DE TIPOS DE SECCION RESTRINGIDAS DIFERENTES
0	NO. MAYOR DE TIPOS DE LOS GPOS. RESTRINGIDOS

CONSTANTES ELASTICAS DE LOS MATERIALES
 MAT.NO. -- MODULO DE ELASTICIDAD -- COEFICIENTE DE POISSON -- PESO VOLUMETICO
 (TON/M²) (TON/M²) (TON/M³)

1	1414213.50	0.15	2.400
---	------------	------	-------

PARAMETROS QUE DEFINEN LAS SECCIONES

TIPO	*SECCION*	*PARAMETROS*
0	ESPECIAL	(A, I, FY)
1	RECTANGULAR	(B, H)
2	CANAL	(B, H, V, T)
3		(B, H, V, T)
4		(B, H, V, T)

DEPARTMENT OF ACCIDENT INVESTIGATION, POLICE - DISTRICT

1. NAME OF ACCIDENT: ...
 2. DATE AND TIME: ...
 3. LOCATION: ...

4. TYPE OF ACCIDENT: ...
 5. NAME OF DRIVER: ...

ACCOUNTS OF WITNESSES

WITNESS NAME	STATEMENT
1.	...
2.	...
3.	...
4.	...
5.	...
6.	...
7.	...
8.	...
9.	...
10.	...
11.	...
12.	...
13.	...
14.	...
15.	...
16.	...
17.	...
18.	...
19.	...
20.	...
21.	...
22.	...
23.	...
24.	...
25.	...
26.	...
27.	...
28.	...
29.	...
30.	...

DEPARTMENT OF ACCIDENT INVESTIGATION - WITNESSES

WITNESS NAME	STATEMENT
1.	...
2.	...
3.	...
4.	...
5.	...
6.	...
7.	...
8.	...
9.	...
10.	...
11.	...
12.	...
13.	...
14.	...
15.	...
16.	...
17.	...
18.	...
19.	...
20.	...
21.	...
22.	...
23.	...
24.	...
25.	...
26.	...
27.	...
28.	...
29.	...
30.	...

1A	1.1733460L-02	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1B	1.1733331L-02	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1C	1.1733331L-02	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1D	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1E	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1F	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1G	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1H	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1I	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1J	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1K	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1L	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1M	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1N	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1O	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1P	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1Q	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1R	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1S	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1T	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1U	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1V	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1W	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1X	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1Y	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04
1Z	7.60422535L-03	3.6934721F-08	=9.45763150L-04



BANDA NO.	L X T R F M O		N O R M A L	EXTREMO INICIAL (TON Y TON-M)		*** N O R M A L	EXTREMO FINAL (TON Y TON-M)	
	INICIAL	FINAL		C O N S T A N T E	F L E X I O N A N T E		C O N S T A N T E	F L E X I O N A N T E
1	A	B	C	D	E	F	G	H
2	A	B	C	D	E	F	G	H
3	A	B	C	D	E	F	G	H
4	A	B	C	D	E	F	G	H
5	A	B	C	D	E	F	G	H
6	A	B	C	D	E	F	G	H
7	A	B	C	D	E	F	G	H
8	A	B	C	D	E	F	G	H
9	A	B	C	D	E	F	G	H
10	A	B	C	D	E	F	G	H
11	A	B	C	D	E	F	G	H
12	A	B	C	D	E	F	G	H
13	A	B	C	D	E	F	G	H
14	A	B	C	D	E	F	G	H
15	A	B	C	D	E	F	G	H
16	A	B	C	D	E	F	G	H
17	A	B	C	D	E	F	G	H
18	A	B	C	D	E	F	G	H
19	A	B	C	D	E	F	G	H
20	A	B	C	D	E	F	G	H
21	A	B	C	D	E	F	G	H
22	A	B	C	D	E	F	G	H
23	A	B	C	D	E	F	G	H
24	A	B	C	D	E	F	G	H
25	A	B	C	D	E	F	G	H
26	A	B	C	D	E	F	G	H
27	A	B	C	D	E	F	G	H
28	A	B	C	D	E	F	G	H
29	A	B	C	D	E	F	G	H
30	A	B	C	D	E	F	G	H
31	A	B	C	D	E	F	G	H
32	A	B	C	D	E	F	G	H
33	A	B	C	D	E	F	G	H
34	A	B	C	D	E	F	G	H
35	A	B	C	D	E	F	G	H
36	A	B	C	D	E	F	G	H
37	A	B	C	D	E	F	G	H
38	A	B	C	D	E	F	G	H
39	A	B	C	D	E	F	G	H
40	A	B	C	D	E	F	G	H
41	A	B	C	D	E	F	G	H
42	A	B	C	D	E	F	G	H
43	A	B	C	D	E	F	G	H
44	A	B	C	D	E	F	G	H
45	A	B	C	D	E	F	G	H
46	A	B	C	D	E	F	G	H
47	A	B	C	D	E	F	G	H
48	A	B	C	D	E	F	G	H
49	A	B	C	D	E	F	G	H
50	A	B	C	D	E	F	G	H
51	A	B	C	D	E	F	G	H
52	A	B	C	D	E	F	G	H
53	A	B	C	D	E	F	G	H
54	A	B	C	D	E	F	G	H
55	A	B	C	D	E	F	G	H
56	A	B	C	D	E	F	G	H
57	A	B	C	D	E	F	G	H
58	A	B	C	D	E	F	G	H
59	A	B	C	D	E	F	G	H
60	A	B	C	D	E	F	G	H
61	A	B	C	D	E	F	G	H
62	A	B	C	D	E	F	G	H
63	A	B	C	D	E	F	G	H
64	A	B	C	D	E	F	G	H
65	A	B	C	D	E	F	G	H
66	A	B	C	D	E	F	G	H
67	A	B	C	D	E	F	G	H
68	A	B	C	D	E	F	G	H
69	A	B	C	D	E	F	G	H
70	A	B	C	D	E	F	G	H
71	A	B	C	D	E	F	G	H
72	A	B	C	D	E	F	G	H
73	A	B	C	D	E	F	G	H
74	A	B	C	D	E	F	G	H
75	A	B	C	D	E	F	G	H
76	A	B	C	D	E	F	G	H
77	A	B	C	D	E	F	G	H
78	A	B	C	D	E	F	G	H
79	A	B	C	D	E	F	G	H
80	A	B	C	D	E	F	G	H
81	A	B	C	D	E	F	G	H
82	A	B	C	D	E	F	G	H
83	A	B	C	D	E	F	G	H
84	A	B	C	D	E	F	G	H
85	A	B	C	D	E	F	G	H
86	A	B	C	D	E	F	G	H
87	A	B	C	D	E	F	G	H
88	A	B	C	D	E	F	G	H
89	A	B	C	D	E	F	G	H
90	A	B	C	D	E	F	G	H
91	A	B	C	D	E	F	G	H
92	A	B	C	D	E	F	G	H
93	A	B	C	D	E	F	G	H
94	A	B	C	D	E	F	G	H
95	A	B	C	D	E	F	G	H
96	A	B	C	D	E	F	G	H
97	A	B	C	D	E	F	G	H
98	A	B	C	D	E	F	G	H
99	A	B	C	D	E	F	G	H
100	A	B	C	D	E	F	G	H

TIEMPO DE EJECUCION = 3.7100 SEG
TIEMPO DE ENTRADA Y SALIDA = 4.6333 SEG
TIEMPO DE EJECUCION = 4.4333 SEG

$$|F_i|_{\text{máx}} = \frac{w_i}{g} \sqrt{\sum_{j=1}^n (c_j r_{ij} P_j V_j)^2} \quad (3.43)$$

$$|F_i|_{\text{máx}} = \frac{w_i}{g} \sqrt{\sum_{j=1}^n (c_j r_{ij} A_j)^2} \quad (3.44)$$

2.2.4 EJEMPLO DE ANALISIS SISMICO ESTATICO

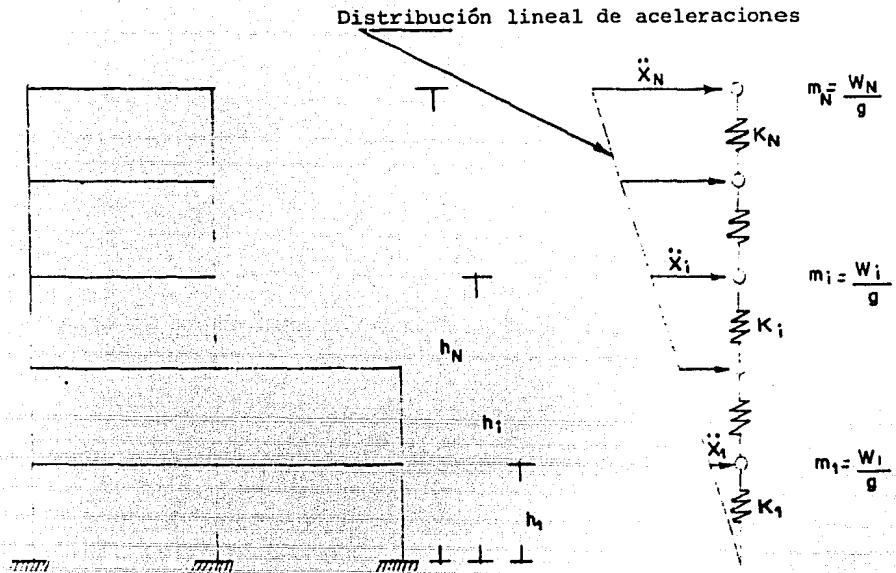
El análisis sísmico se hará en el sentido corto del edificio para encontrar las fuerzas sísmicas horizontales así como -- los elementos mecánicos debidos al efecto sísmico en el marco 8, nivel 4°.

El desarrollo del ejemplo se hará en la siguiente forma:

1. Cálculo del peso de los entrepisos para sismo.
2. Determinación del coeficiente sísmico.
3. Fuerzas sísmicas horizontales.
4. Rigidez de entrepisos en marcos 5, 7, 8, 9, A, D y F.
5. Centro de gravedad de los niveles 3°, 4° y 5°.
6. Cálculo del cortante directo y de torsión en 3°, 4° y 5° entrepisos.
7. Elementos mecánicos sísmicos en marco 8, nivel 4°.
8. Diagramas.

1. CALCULO DEL PESO DE LOS ENTREPISOS PARA SISMO.

NIVELES 1° a 6°



- m_i , Masa del nivel i -ésimo
 k_i , Rigidez de entrepiso (del nivel i -ésimo)
 h_i , Altura del nivel i -ésimo
 w_i , Peso de la masa m_i
 g Aceleración de la gravedad
 N No. de Niveles, igual al número de grados de libertad
 x_i aceleración del nivel i -ésimo

Fig. 2.1 Representación esquemática de un edificio al cuantificar las fuerzas sísmicas

ZONA	TERRENO	a_0	T_1	T_2	r
I	firme	0.03	0.3	0.8	1/2
II	transición	0.045	0.5	2.0	2/3
III	compresible	0.06	0.8	3.3	1

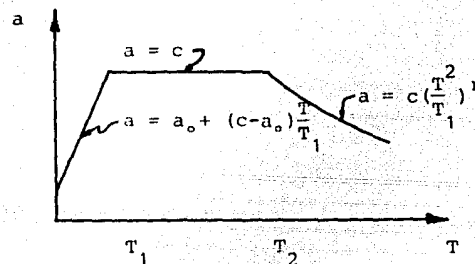
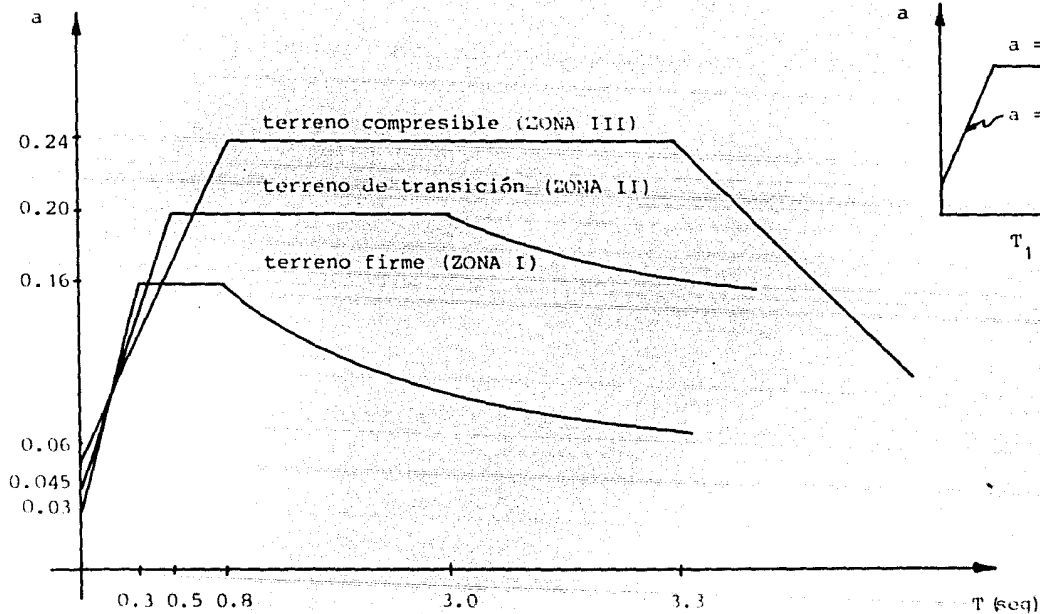


fig 2.2 Espectros de diseño. Reglamento del D.D.F. (1976)



$$w_i \quad h_i \quad w_i h_i \quad F_i = \frac{C}{Q} w_i h_i \frac{\sum_{k=1}^N w_k}{N} \quad v_i \quad k_i \quad \Delta_i = \frac{v_i}{k_i} \quad x_i$$

$$w_n \quad h_n \quad w_n h_n \quad F_n = \frac{C}{Q} w_n h_n \frac{\sum_{k=1}^N w_k}{N} \quad v_n = \sum_{k=1}^N \Delta_k$$

$$v_n = F_n \quad K_n \quad \Delta_n = \frac{v_n}{K_n}$$

$$w_i \quad h_i \quad w_i h_i \quad F_i = \frac{C}{Q} w_i h_i \frac{\sum_{k=1}^N w_k}{N} \quad x_i = \sum_{k=1}^i \Delta_k$$

$$v_i = \sum_{k=1}^N F_i \quad K_i \quad \Delta_i = \frac{v_i}{K_i}$$

$$w_1 \quad h_1 \quad w_1 h_1 \quad F_1 = \frac{C}{Q} w_1 h_1 \frac{\sum_{k=1}^N w_k}{N} \quad x_1 = \Delta_1$$

$$v_1 = \sum_{k=1}^N F_k \quad K_1 \quad \Delta_1 = \frac{v_1}{K_1}$$

$$\frac{N}{\sum_{k=1}^N w_k}$$

$$\frac{N}{\sum_{k=1}^N w_k h_k}$$

Fig. 2.3 Organización para determinar el desplazamiento x_i en la estimación del periodo fundamental de vibración.

Aceleración
m / seg²

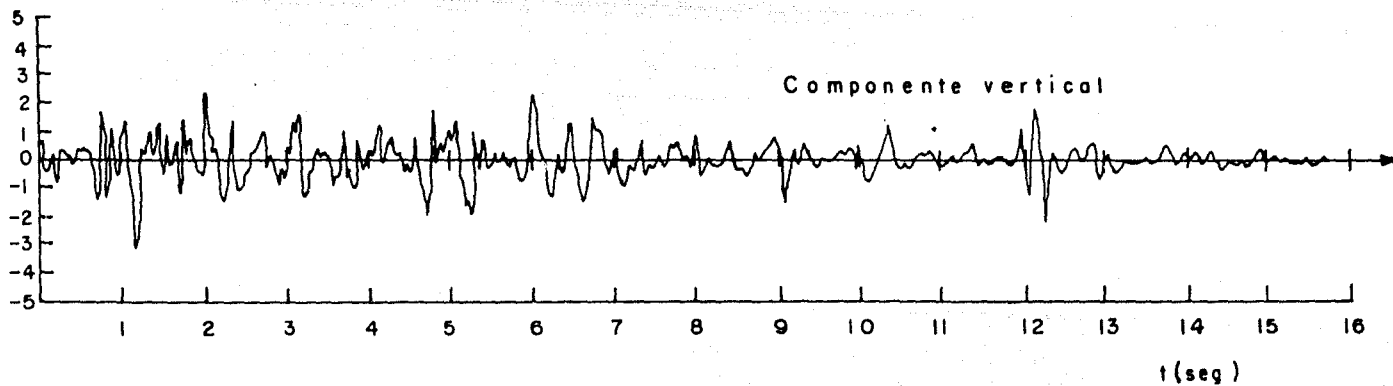
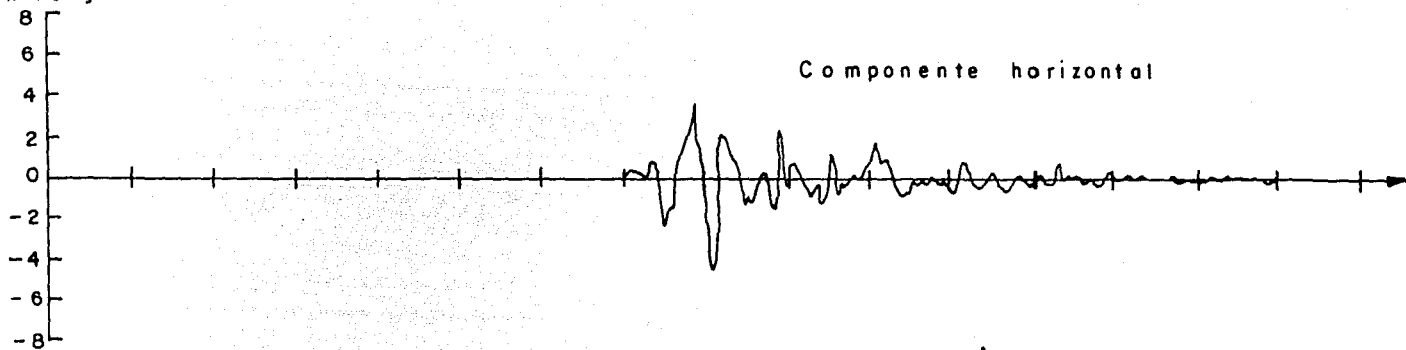


Fig. 3.1 Acelerogramas de un temblor

EDIFICIO A

$W_{\text{losa}} = 0.747 \text{ T/m}^2$	$[(11.25)(10.0) - (0.65)(5.20) - (2.35)(2.10)]$	=	76.89 Ton
$W_{\text{losa}} = 0.711 \text{ T/m}^2$	$[(2.35)(2.10)]$	=	3.51 "
$W_{\text{muros colindancia}} = 0.483 \text{ T/m}$	(21.6 m)	=	10.43 "
$W_{\text{muros interiores}} = 0.402 \text{ T/m}$	(25.9 m)	=	10.41 "
$W_{\text{muros baños}} = 0.467 \text{ T/m}$	(16.6 m)	=	7.75 "
$W_{\text{pretíl}} = 0.21 \text{ T/m}$	(15.1)	=	3.17 "
$W_{\text{columnas (30 x 45)}} = 9(0.30)(0.45)(2.7)(2.4)$		=	<u>7.87</u> "
TOTAL			= 120.03 Ton

EDIFICIO B

$W_{\text{losa}} = 0.747$	$[(9.225)(10.0) + 4.5(1.5) + 1.5(2) + 13.51 - 2.4(2.1)]$	=	32.70 Ton
$W_{\text{losa}} = 0.711$	$[(2.4)(2.1)]$	=	3.58 "
$W_{\text{muros colindancia}} = 0.483 \text{ T/m}$	(25.95)	=	12.53 "
$W_{\text{muros interiores}} = 0.402 \text{ T/m}$	(26.5)	=	10.65 "
$W_{\text{muros baño}} = 0.467 \text{ T/m}$	(15.7)	=	7.33 "
$W_{\text{pretíl}} = 0.21 \text{ T/m}$	(9.0)	=	1.89 "
$W_{\text{columnas (30 x 45)}} = 11(0.30)(0.45)(2.7)(2.4)$		=	9.62 "
$W_{\text{escaleras}} = 0.669$	$(3.0)(2.55)$	=	5.12 "
$W_{\text{jardineras}} = 0.60$	(6.5)	=	<u>3.90</u> "
TOTAL			137.32 Ton

NIVEL 7°

EDIFICIO A

$$\begin{aligned}
 W_{\text{losa}} &= 0.747 \text{ T/m}^2 \left[(8.225)(10.0) - 0.65(5.3) \right. \\
 &\quad \left. - 3.2(3.7) - 2.6(1.9) - 0.9(0.9) \right] = 45.73 \text{ Ton} \\
 W_{\text{losa}} &= 0.622 \text{ T/m}^2 \left[(2.9)(1.0) \right] = 18.04 \text{ " } \\
 W_{\text{losa}} &= 0.711 \text{ T/m}^2 \left[(3.2)(3.7) \right] = 8.42 \text{ " } \\
 W_{\text{muros colindancia}} &= 0.483 \text{ T/m (21.6 m.)} = 10.43 \text{ " } \\
 W_{\text{muros interiores}} &= 0.402 \text{ T/m (14.4)} = 5.79 \text{ " } \\
 W_{\text{muros baños}} &= 0.467 \text{ T/m (13.10)} = 6.12 \text{ " } \\
 W_{\text{pretil}} &= 0.210 \text{ T/m (15.2)} = 3.19 \text{ " } \\
 W_{\text{columnas (30 x 45)}} &= 9(0.30)(0.4)(2.7)(2.4) = \underline{7.00} \text{ " } \\
 \text{TOTAL} &= 104.72 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

EDIFICIO B

$$\begin{aligned}
 W_{\text{losa}} &= 0.747 \text{ T/m}^2 \left[(6.675)(10.0) + 4.5(1.5) \right. \\
 &\quad \left. + 1.45(2) - 2.8(5.15) - \right. \\
 &\quad \left. - 1.9(2.7) - 0.9(9.0) \right] = 41.11 \text{ Ton} \\
 W_{\text{losa}} &= 0.622 \text{ T/m}^2 \left[(3.85)(10.0) - \frac{10(1)}{2} \right] = 20.84 \text{ " } \\
 W_{\text{losa}} &= 0.711 \text{ T/m}^2 \left[(2.80)(5.15) \right] = 10.25 \text{ " } \\
 W_{\text{muros colindancia}} &= 0.483 \text{ T/m (25.95)} = 12.53 \text{ " } \\
 W_{\text{muros interiores}} &= 0.402 \text{ T/m (14.0)} = 5.63 \text{ " } \\
 W_{\text{muro baños}} &= 0.467 \text{ T/m (13.3)} = 6.21 \text{ " } \\
 W_{\text{pretil}} &= 0.294 (7.6) = 2.23 \text{ " } \\
 W_{\text{columnas (30 x 40)}} &= 11(0.30)(0.40)(2.7)(2.4) = 8.55 \text{ " }
 \end{aligned}$$

$$W_{\text{escaleras}} = 0.669 (3.0) (2.55) = \underline{5.12} \text{ Ton}$$

$$\text{TOTAL} = 112.47 \text{ Ton}$$

De igual forma

$$\text{NIVEL 8° EDIFICIO B TOTAL} = 140.34 \text{ Ton}$$

$$\text{EDIFICIO A TOTAL} = 82.27 \text{ Ton}$$

2. DETERMINACION DEL COEFICIENTE SISMICO

De acuerdo con el reglamento del D.F. 1976 el edificio tiene:

Tipo de estructuración 1

Factor de ductilidad $Q=4$

según su uso el edificio cae en el Grupo B Zona de desplante 1.

Por lo cual le corresponde un coeficiente sísmico $c = 0.16$

sin reducir por ductilidad $c_{\text{dis}} = \frac{0.16}{4} = 0.04$.

3. FUERZA SISMICAS HORIZONTALES

Las fuerzas sísmicas horizontales se obtienen en la siguiente tabla.

NIVEL	ENTRE PISO	w_i (ton)	h_i (ton)	$w_i h_i$ ton-m	F_i (Ton)	V_i (ton)
8°		140.34	21.60	3031.34	10.09	
	8°					10.09
7°		112.47	18.90	2125.68	7.07	
	7°					17.16
6°		137.32	16.20	2222.64	7.40	
	6°					24.56
5°		137.32	13.50	1852.20	6.16	
	5°					30.72
4°		137.32	10.80	1483.05	4.94	
	4°					35.66
3°		137.32	8.10	1112.29	3.70	
	3°					39.36
2°		137.32	5.40	741.52	2.47	
	2°					41.83
1°		137.32	2.70	370.76	1.23	
	1°					43.06

$$\Sigma \quad 1076.73 \quad \Sigma \quad 12939.48$$

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\Sigma w_i h_i} c \Sigma w_i$$

$$\Sigma w_i h_i = 12939.48, \Sigma w_i = 1076.73, c.s. = 0.04$$

$$F_i = \frac{0.04(1076.73)}{12939.48} w_i h_i = 0.00332 w_i h_i$$

4. RIGIDEZ DE ENTREPISOS EN MARCOS

Se entiende por rigidez de entrepiso a la relación entre - la fuerza cortante resistida por un marco, muro ó contra-- vimiento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal rela_ tivo entre los dos niveles consecutivos.

Las formulas de Wilbur forman parte de un método aproxima- do y sirven para calcular la rigidez de entrepiso en marcos regulares de momentos de inercia constante. (ref. 1)

Hipótesis de las formulas de Wilbur.

1. Los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos- niveles adyacentes son iguales (excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotramiento o ar- ticulación según el caso).
2. La fuerza cortante en los dos entrepisos adyacentes al que interesa son iguales a la de éste.

De aqui resultan las siguientes expresiones:

Para el primer entrepiso:

Suponiendo columnas empotradas en la cimentación.

$$P_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{4 h_1}{\sum k_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum k_{t1} + \frac{\sum k_{c,1}}{2}} \right]}$$

Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación.

$$R_1 = \frac{24 E}{h_1 \left[\frac{B h_1}{\sum k_{c1}} + \frac{2 h_1 + h_2}{\sum k_{t1}} \right]}$$

Para el segundo entrepiso:

Suponiendo las columnas empotradas en la cimentación.

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4 h_2}{\sum k_{c,2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum k_{t1} + \frac{\sum k_{c,1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum k_{t2}} \right]}$$

Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación.

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4 h_2}{\sum k_{c,2}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum k_{t2}} + \frac{2 h_1 + h_2}{\sum k_{t1}} \right]}$$

para entrepisos intermedios:

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4 h_n}{\sum k_{c,n}} + \frac{h_m + h_n}{\sum k_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum k_{tn}} \right]}$$

Donde:

R_n = rigidez de entrepiso en cuestión

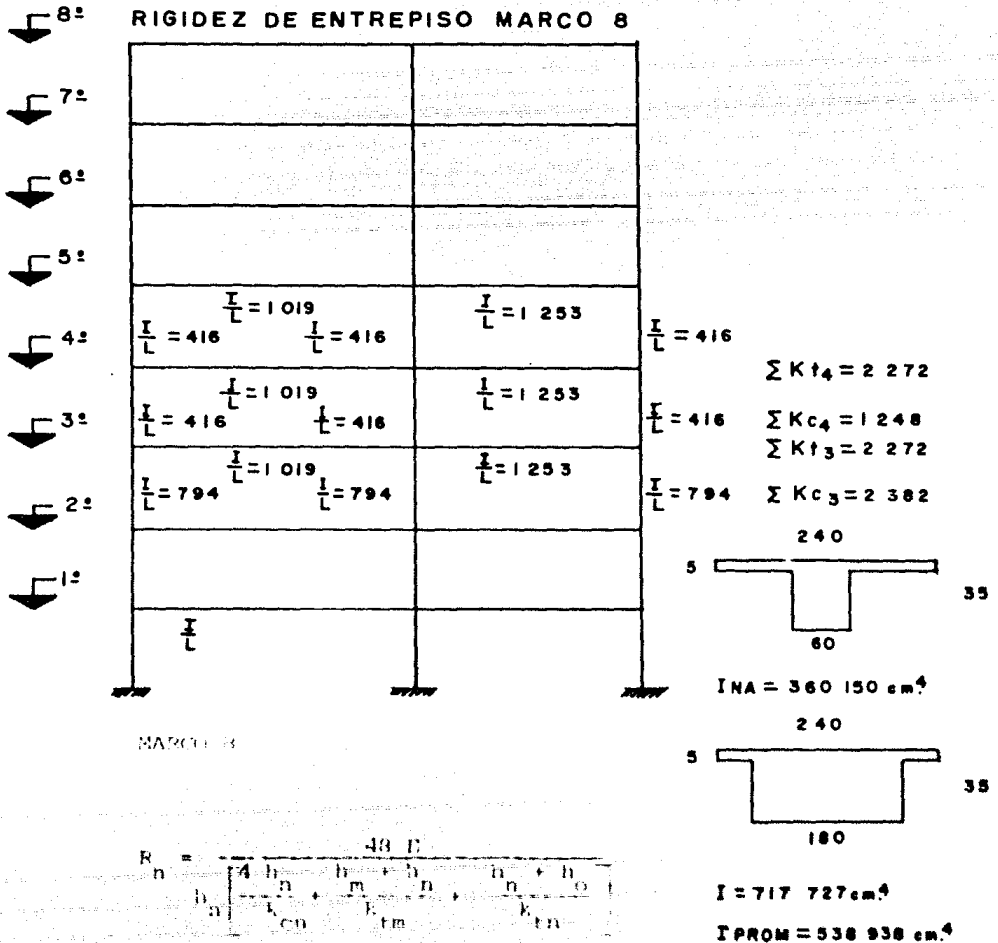
k_{tn} = rigidez (I/L) de traveses del nivel sobre el entrepiso, n.

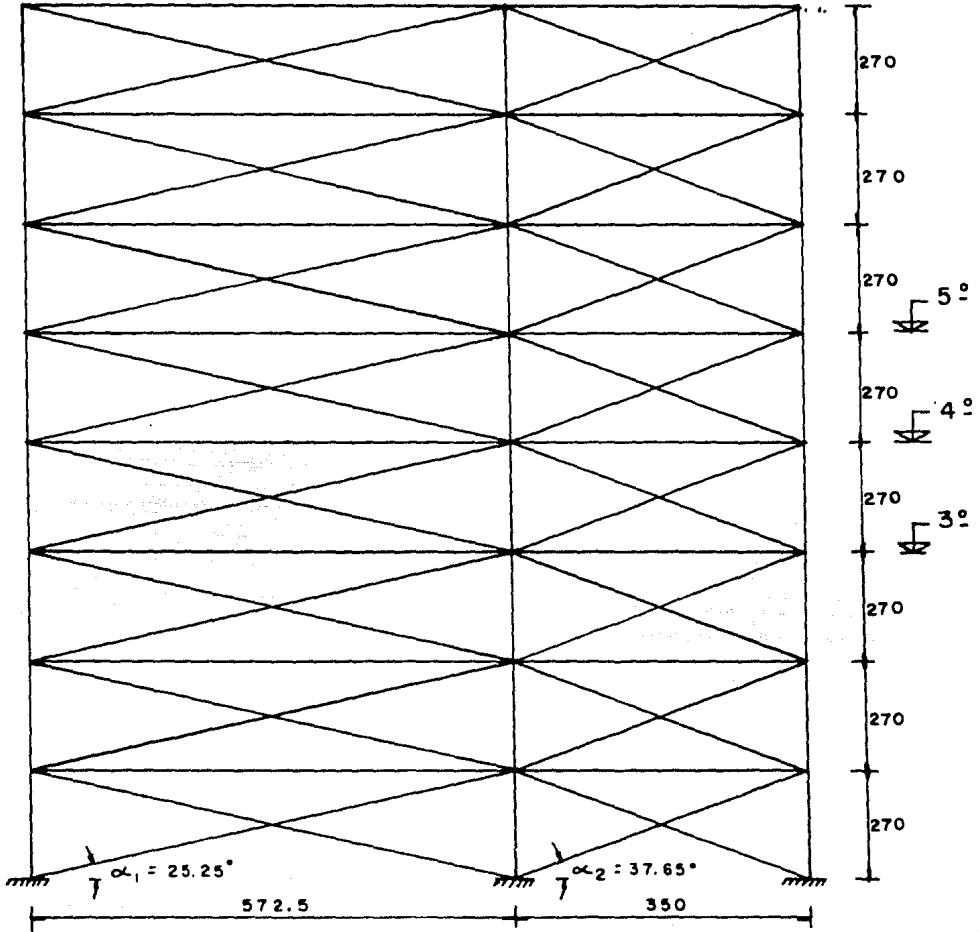
$k_{c,n}$ = rigidez (I/L) de columnas del entrepiso n.

m, n, o = índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba

h_n = altura del entrepiso n.

En nuestro ejemplo tenemos marcos regulares formados por piezas de momento de inercia variable, sin embargo tomaremos el momento de inercia promedio y utilizaremos las formulas de Wilbur.





$$R = \frac{G \cdot L}{H} + \frac{1.8 (A_c E_c \cos^3 \alpha)}{L}$$

$$L_1 = 633$$

$$L_2 = 442$$

$$G = 0.4 E$$

$$A_c = 14 \times 25 = 350 \text{ cm}^2$$

$$\cos^3 \alpha_1 = 0.744$$

$$E = 10.8 \text{ T./cm}^2$$

$$E_c = 10^4 \sqrt{f'c} = 141421 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\cos^3 \alpha_2 = 0.50$$

$$R_3 = \frac{0.4 (10.8) (572.5 + 350) (14)}{270} + \frac{2(1.8)(350)(141421)(0.744)}{633 \times 10^3} + \frac{2(1.8)(350)(141421)0.5}{442 \times 10^3}$$

$$R_3 = 206.64 + 209.43 + 201.57$$

$$R_3 = 617.64 \text{ Ton./cm.}$$

$$R_{4,5} = \frac{48 E}{270 \left[\frac{4(270)}{1248} + \frac{270 + 270}{2272} + \frac{270 + 270}{2272} \right]} = \frac{48 E}{362} = 18.75 \text{ Ton/cm}$$

$$R_3 = \frac{48 E}{270 \left[\frac{4(270)}{2382} + \frac{270 + 270}{2272} + \frac{270 + 270}{2272} \right]} = \frac{48 E}{250.76} = 27.07 \text{ Ton/cm}$$

$$R_5 = \frac{48 E}{362} = 18.75 \text{ Ton/cm}$$

De la misma forma se obtuvo la rigidez de entrepiso en los demás marcos.

Marco 5

$$R_3 = R_4 = R_5 = 2.36 \text{ Ton/cm}$$

Marco 7

$$R_3 = 20.32 \text{ Ton/cm}$$

$$R_4 = R_5 = 15.25 \text{ Ton/cm}$$

Marco 9

$$R_3 = 21.55 \text{ Ton/cm}$$

$$R_4 = R_5 = 15.93 \text{ Ton/cm}$$

Marco D

$$R_3 = 48.94 \text{ Ton/cm}$$

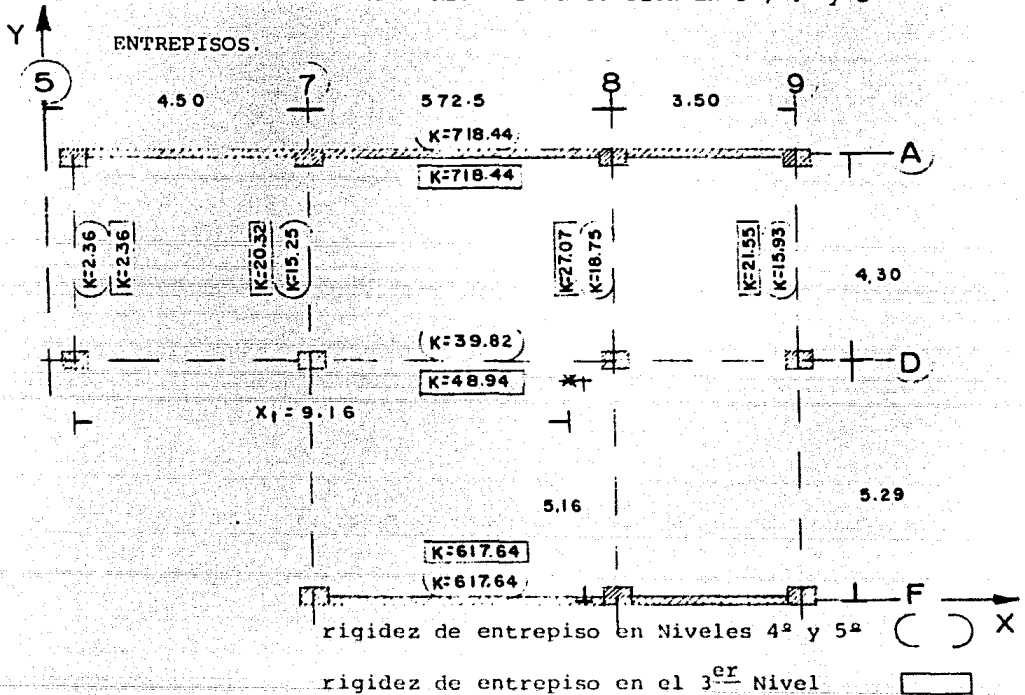
$$R_4 = R_5 = 39.82 \text{ Ton/cm}$$

5.- CENTRO DE GRAVEDAD DE LOS NIVELES 3ª, 4ª y 5ª

De la misma forma, como se calculó el centro de torsión se calcularon los centros de gravedad y se obtuvo:

$G_g = (8.48, 5.00)$ para 3ª, 4ª y 5ª niveles

6.- CALCULO DEL CORTANTE DIRECTO Y DE TORSION EN 3ª, 4ª y 5ª ENTREPISOS.



CENTRO DE TORSION 4ª y 5ª NIVEL

Marco	k_x	k_y	x	y	$k_x X$	$k_y Y$
5	2.36		0		0	
7	15.25		4.50		68.62	
8	18.75		10.225		191.72	
9	15.93		13.725		218.63	
A		718.44		9.50		6890
D		39.82		5.29		210.64
F		617.64		0		0
T	52.29	1175.46			478.97	7100.64

$$\bar{x} = \frac{478.97}{52.29} = 9.16 \text{ mts.}$$

$$G_T = (9.16, 5.16)$$

$$\bar{y} = \frac{7100.64}{1375.46} = 5.16 \text{ mts}$$

$$e_x = 9.16 - 8.48 = 0.68 \text{ mts.}$$

$$e_y = 5.16 - 5.00 = 0.16 \text{ mts.}$$

$$ed_x = \begin{array}{l} 1.5(0.68) + 0.1(9.59) = 1.98 \quad Mt_{x1} = 1.98(35.66) = 70.60 \text{ Ton-m} \\ 0.68 - 0.1(9.59) = -0.28 \quad Mt_{x2} = 0.28(35.66) = -9.98 \text{ Ton-m} \end{array}$$

$$ed_y = \begin{array}{l} 1.5(0.16) + 0.1(13.725) = 1.61 \quad Mt_{y1} = 1.61(35.66) = 57.41 \text{ Ton-m} \\ 0.16 - 0.1(13.725) = -1.21 \quad Mt_{y2} = 1.21(35.66) = -43.14 \text{ Ton-m} \end{array}$$

MARCO	y_{it}	$K_{ix} y_{it}$	$K_{ix} (y_{it})^2$	EFECTO DE V_x			EFECTO DE V_y
				DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
F	-5.16	3187.02	16445.03	16.00	-6.92	+9.08	-5.63
D	0.13	5.17	1064.34	1.03	0.01	1.02	0.01
A	4.43	3182.09	14099.31	18.63	6.91	11.72	5.62
Σ			31608.68	35.66			

$$V = 35.66$$

$$y_t = \frac{\sum K_{iy} y_i}{K_{ix}} = \frac{7100.48}{1375.90} = 5.16$$

MARCO	x_{it}	$K_{iy} x_{it}$	$K_{iy} (x_{it})^2$	EFECTO DE V_y			EFECTO DE V_x
				DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
5	-9.16	-21.62	198.01	1.61	-0.04	1.57	-0.04
7	-4.66	-71.06	331.16	10.40	-0.12	10.28	-0.15
8	1.005	19.97	21.26	12.79	+0.04	12.83	0.04
9	4.565	72.72	331.97	10.86	+0.12	10.98	0.16
Σ			882.4	35.66			

$$x_t = \frac{\sum K_{iy} x_i}{\sum K_{iy}} = \frac{478.98}{52.29} = 9.16$$

En marco x por efecto de
la torsión

$$\frac{M_t K_{ix} y_{it}}{[\sum K_{ix} (y_{it})^2 + \sum K_{iy} (x_{it})^2]} = \frac{M_t K_{ix} y_{it}}{32491.08}$$

En marcos y por efecto de la torsión

$$\frac{M_t K_{iy} x_{it}}{[\sum K_{iy} (x_{it})^2 + \sum K_{ix} (y_{it})^2]} = \frac{M_t K_{iy} x_{it}}{32491.08}$$

CENTRO DE TORSION 3^{er} NIVEL

MARCO	K_x	K_y	x	y	k_x	K_y
5	2.36		0		0	
7	20.32		4.50		91.44	
8	27.07		10.225		276.79	
9	21.55		13.725		295.77	
A		718.44		9.59		6890
D		48.94		5.29		25889
F		617.64		0		0
	71.30	1385.02			664.00	7148.89

$$\bar{x} = \frac{664.00}{71.30} = 9.31$$

$$\bar{y} = \frac{7148.89}{1385.02} = 5.16$$

$$G_t = (9.31, 5.16)$$

$$G_i = (8.48, 5.00)$$

$$e_x = 9.31 - 8.48 = 0.83 \text{ mts}$$

$$e_y = 5.16 - 5.00 = 0.16 \text{ mts}$$

$$e_{dx} = 1.5e_x + 0.10L = 1.5(0.83) + 0.10(9.59) = 2.20 \text{ mts.}$$

$$e_{dy} = e_y - 0.10L = 0.16 - 0.10(9.59) = -0.13$$

$$e_{dx} = 1.5(0.16) + 0.10(13.725) = 1.40 \text{ mts}$$

$$e_{dy} = 0.16 - 0.10(13.725) = -1.21 \text{ mts}$$

De la tabla de fuerzas sísmicas horizontales

$$v = 39.36$$

$$M_{tx_1} = 39.36(2.20) = 86.59 \text{ Ton-m}$$

$$M_{tx_2} = 39.36(0.13) = 5.12 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ty_1} = 39.36(1.40) = 55.10 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ty_2} = 39.36(-1.21) = -47.62 \text{ Ton-m}$$

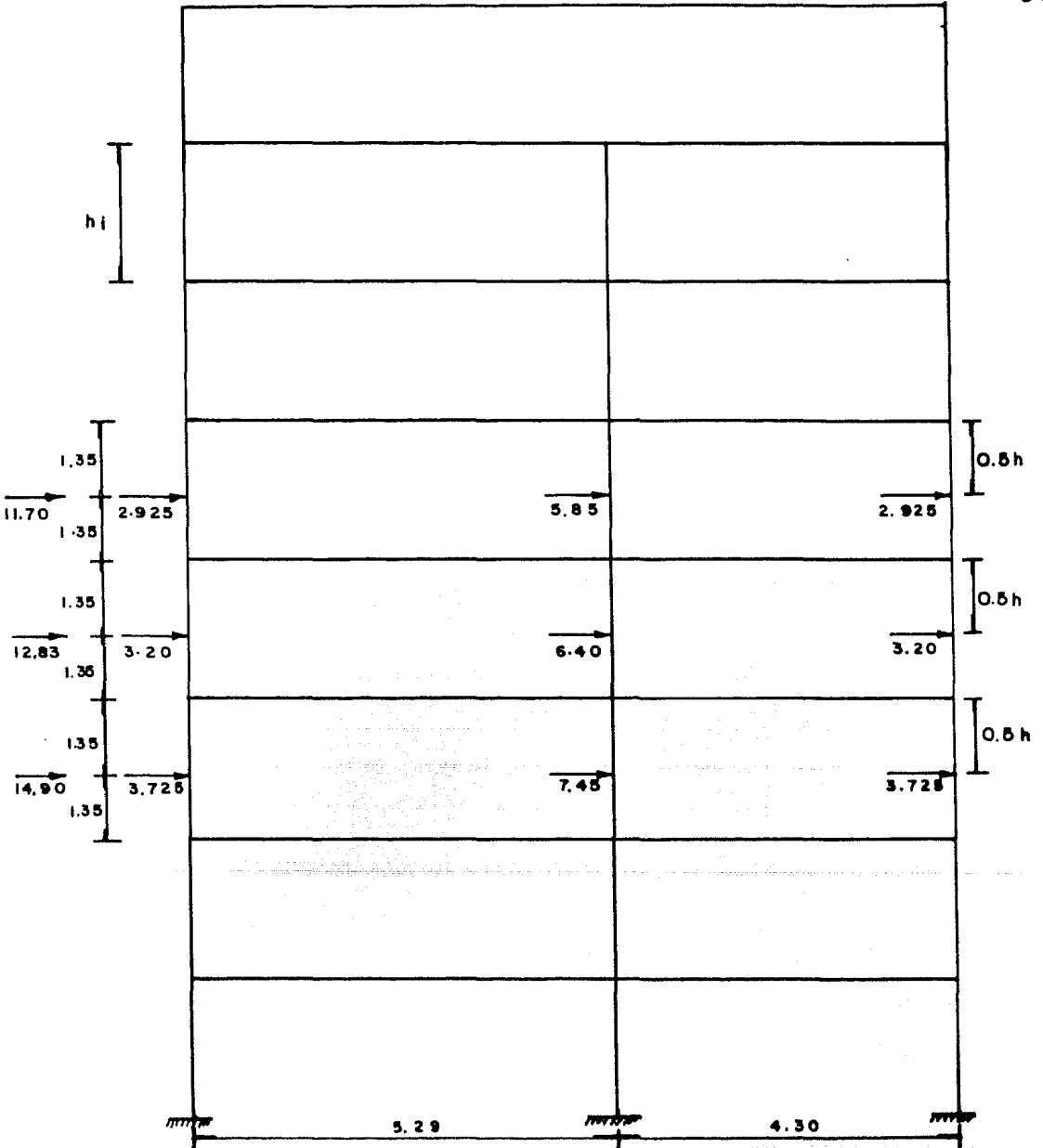
MARCO	y_{it}	$K_{ix}y_{it}$	$K_{ix}(y_{iy})^2$	EFECTO DE V_x			EFECTO DE V_y
				DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
F	-5.16	-3187.02	16445.03	17.55	-8.73	8.82	-5.56
D	0.13	6.36	0.83	1.39	0.02	1.41	0.01
A	4.43	3182.69	14099.3	20.42	8.72	29.14	5.55
Σ			30545.15				

$$y_t = \frac{7148.73}{1385.02} = 5.16$$

MARCO	x_{it}	$K_{iy}x_{it}$	$K_{iy}(x_{it})^2$	EFECTO DE V_y			EFECTO DE V_x
				DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
5	-9.31	-21.97	204.55	2.48	-0.04	2.44	-0.06
7	-4.50	-91.44	411.48	11.29	-0.16	11.13	-0.25
8	0.915	24.77	22.66	14.94	+0.04	14.90	0.07
9	4.415	95.14	420.05	11.90	+0.16	12.06	0.26
Σ			1058.74				

$$x_t = \frac{664}{71.30} = 9.31$$

7. ELEMENTOS MECANICOS SISMICOS EN MARCO 8 NIVEL 4º

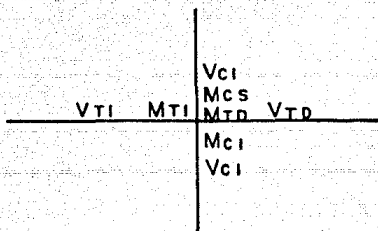
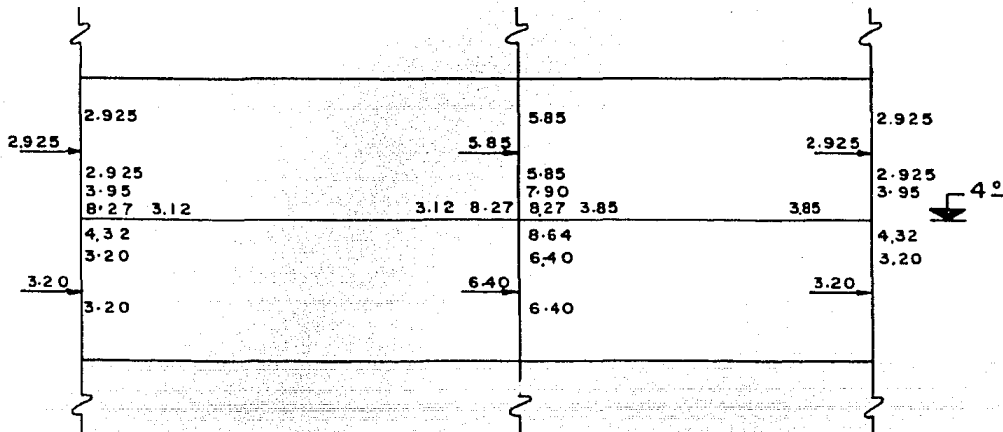


METODO DE PORTAL

Hipótesis.

- 1.- Los puntos de inflexión de trabees y de columnas se encuentran en sus puntos medios.
- 2.- La fuerza cortante en cada una de las columnas exteriores de un piso es igual a la mitad de la que corresponde a cada columna inferior, Ref 1

ELEMENTOS MECANICOS SISMICOS EN MARCO 8 NIVEL 4º



- Mcs Momento en columna superior.
- Mci Momento en columna inferior.
- MTI Momento en trabe izquierda.
- MTD Momento en trabe derecha.
- VTI Cortante en trabe izquierda.
- VTD Cortante en trabe derecha.
- Vcs Cortante en columna superior.
- Vci Cortante en columna inferior.

Diagrama de momentos.

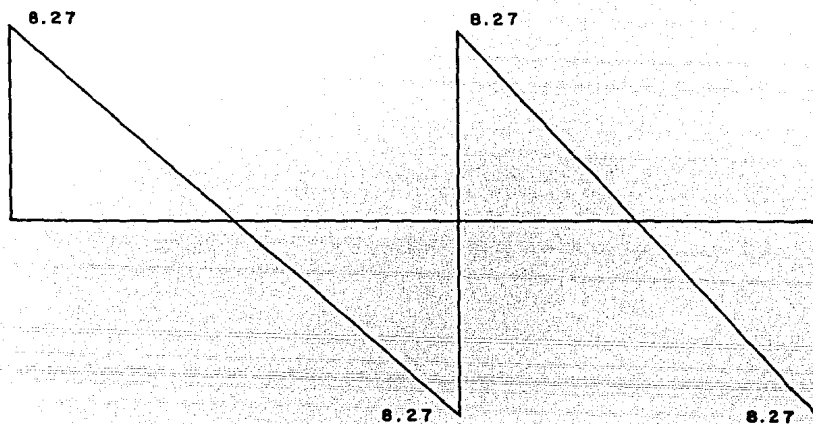
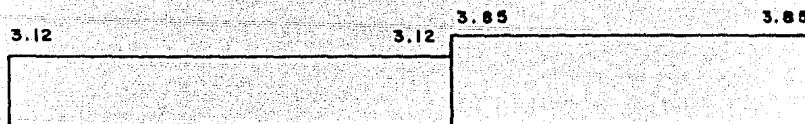


Diagrama de cortantes.



III. PROPORCIONAMIENTO DE MIEMBROS

III. PROPORCIONAMIENTO DE MIEMBROS

1. DEFINICION

El proporcionamiento de elementos estructurales puede definirse como el proceso mediante el cual se determinan las dimensiones y características que deben tener los elementos estructurales para cumplir una determinada función con un grado de seguridad razonable y de manera que su comportamiento bajo condiciones de servicio sea adecuado.

Para poder llegar a la etapa de proporcionamiento de miembros se hizo una estimación de las dimensiones de cada uno de los elementos estructurales que formarán al edificio como se mencionó anteriormente. Así, para proceder al diseño de elementos estructurales partiremos del conocimiento de las dimensiones de estos, revisando si son correctas.

2. DISEÑO DE ELEMENTOS QUE FORMAN LA SUPERESTRUCTURA.

2.1 DISEÑO DE NERVADURA PRINCIPAL

Diseño de nervadura principal que se localiza en el Marco 8 Planta tipo Nivel 4° por diseño elástico.

El diseño se hará con base en el diagrama de elementos mecánicos que a continuación se presenta, tomando en cuenta

que dichos elementos se toman con tres nervaduras principa
les esto es: hay que multiplicar la resistencia de la sec
ción por tres ó dividir los elementos mecánicos entre tres.

CONSTANTES DE ARMADO

$$\text{Concreto } f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad E_c = 10^4 \sqrt{f'_c} = 141421 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Momento resistente:

$$M_r = K b d^2$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j$$

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

$$f_s = 0.5 f_y$$

$$f_c = 0.45 f'_c$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 2.1 \times 10^6 / 141421 \approx 15$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{2000}{(15)(90)}} = 0.403$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.403}{3} = 0.866$$

$$K = \frac{1}{2} (90)(0.403)(0.866) = 15.7$$

Con sección 20 x 35

$$M_r = 15.7 (20) (31)^2 = 3.01 \text{ ton-m/nerv}; \times 3 = 9.03 \text{ ton-m/3 nerv.}$$

Cortante resistente del concreto:

$$V_c = v b d$$

$$v = 0.25 \sqrt{f'_c} = 3.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 3.53(20)(31) = 2.19 \text{ Ton/nerv}; \times 3 = 6.57 \text{ Ton/ 3 nerv.}$$

Cortante resistente en zona de ábaco

$$V_c = 3.53(180)(31) = 19.70 \text{ Ton}$$

Acero mínimo

$$A_{Smin} = pbd$$

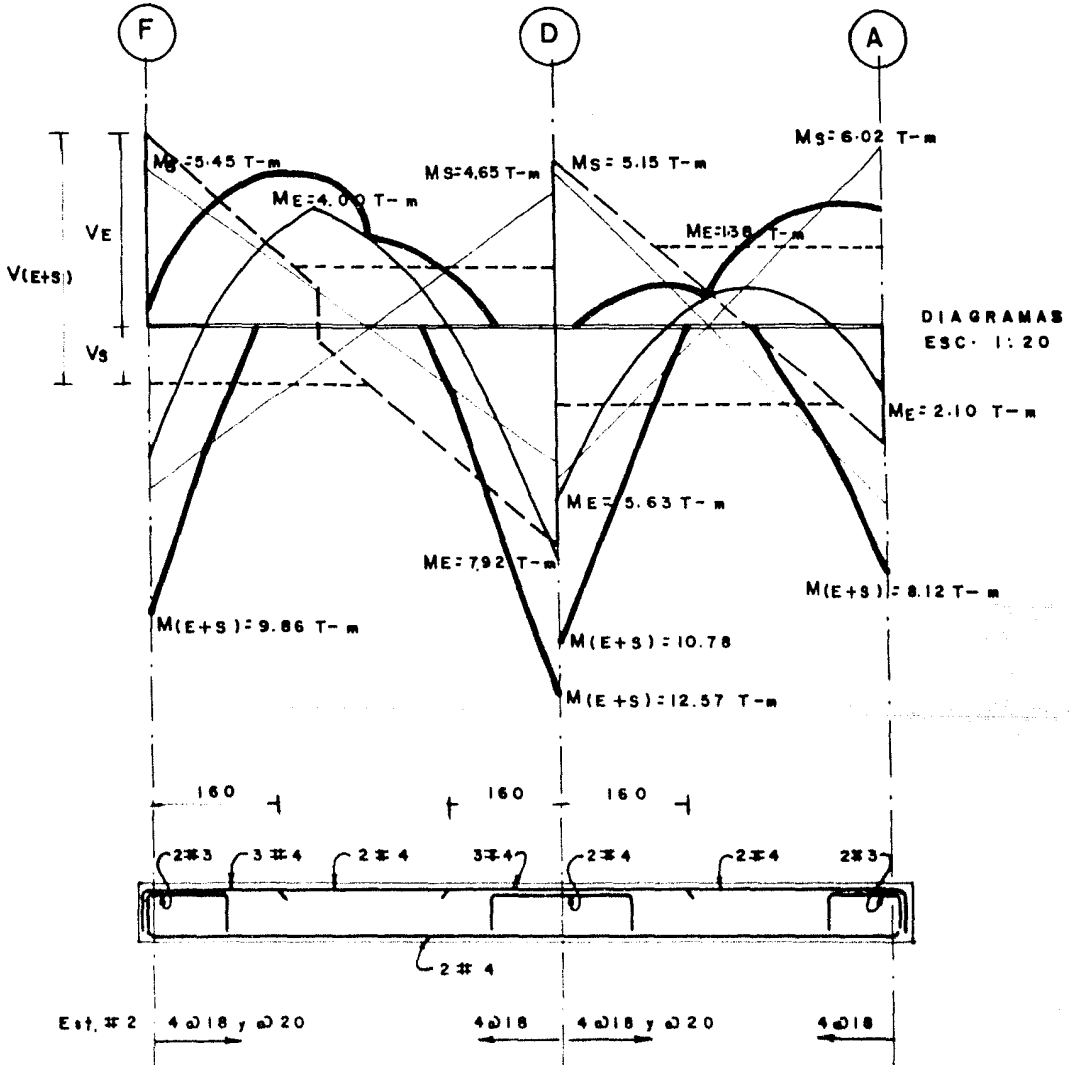
$$p = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4000} = 0.0035$$

$$A_{Smin} = 0.0035 (20) (31) = 2.17 \text{ cm}^2/\text{nerv.}$$

Area de Acero necesaria por flexión

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

NERVADURA PRINCIPAL EJE 8



NOTACION

- DIAGRAMAS DE MOMENTOS PRODUCIDOS POR CARGAS VERTICALES
- DIAGRAMAS DE MOMENTOS PRODUCIDOS POR SISMO
- SUPERPOSICION DE DIAGRAMAS DE MOMENTOS (ESTATICO+SISMO)
- DIAGRAMAS DE CORTANTES PRODUCIDOS POR CARGAS VERTICALES
- SUPERPOSICION DE DIAGRAMAS DE CORTANTES (ESTATICO + SISMO)

$$A_s = \frac{M}{2(0.866)(0.31)} = 1.862 \text{ M}$$

Separación de Estribos

$$S_{ep\#} = \frac{0.75 (2 a_s) (f_s) d}{v'}$$

$$S_{ep\#2} = \frac{0.75 (0.63) (1,265) 31}{v'} = \frac{18.52}{v'}$$

$$v' = v_{TOT} - v_c$$

Acero positivo

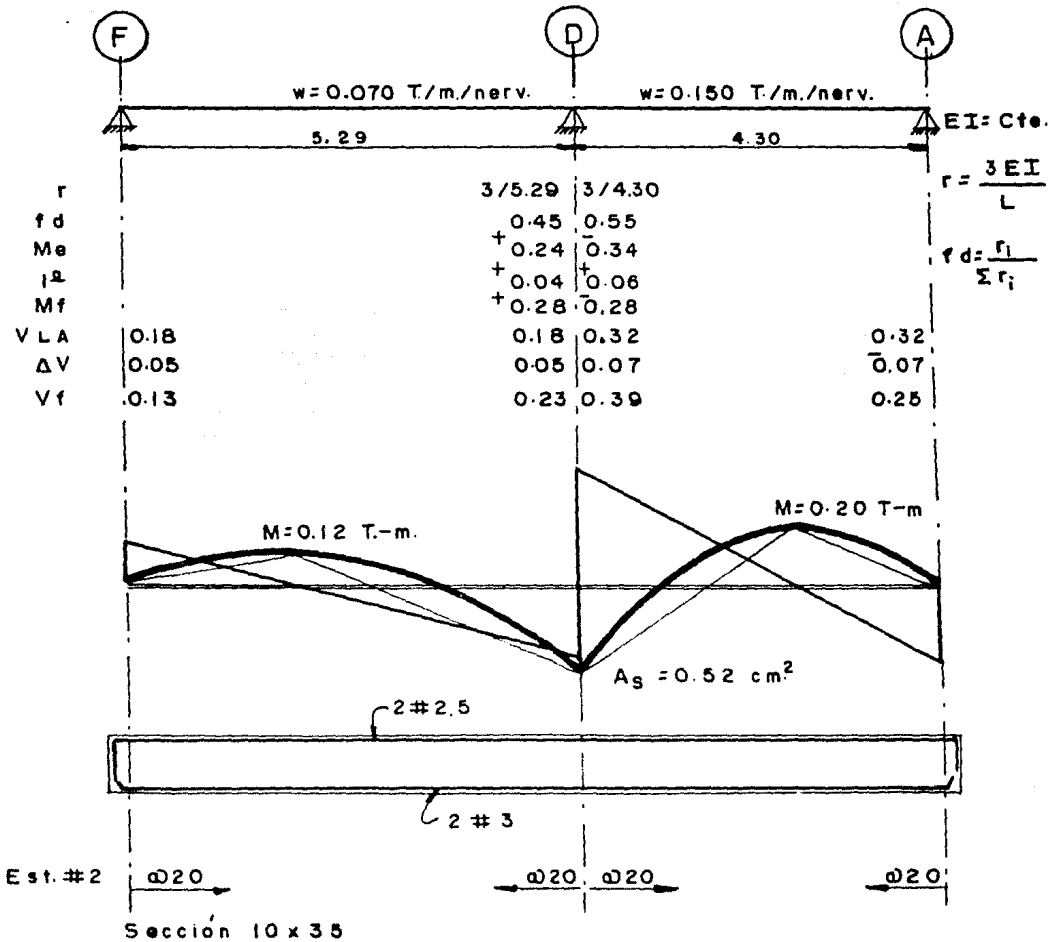
$$A_s = 1.862(4)/3 \text{ nerv} = 2.48 \text{ cm}^2 = 2\#4$$

Acero negativo

$$A_s = 1.824(7.92)/3 \text{ nerv} = 4.91 \text{ cm}^2$$

2.2 DISEÑO DE NERVADURA SECUNDARIA

Diseño de nervadura secundaria, localizada entre ejes 8 y 9 de planta tipo con diseño elástico.



$M_R = k b d^2 = 15.7(10)(31)^2 = 1.50 \text{ Ton-m} > 0.3 \therefore$ pasa por momento - resistente.

$V_C = v b d = 3.53(10)(31) = 1.09 \text{ Ton} > 0.39$

\therefore no requiere estribos se pondrán los necesarios para armar.

Acero positivo

$$A_s = 1.862(0.20) = 0.37 \text{ cm}^2$$

Acero negativo

$$A_s = 1.862(0.28) = 0.52 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$A_{s\text{min}} = 0.0035(10)(31) = 1.08 \text{ cm}^2 > 0.37$$

∴ Armaremos la nervadura con acero mínimo 2#3 en lecho bajo y 2#2.5 en lecho alto.

2.3 DISEÑO DE COLUMNA

Diseño de columna F-8 entre el nivel 5° y 6° por diseño plástico según reglamento del DF. 1976.

De la tabla de elementos mecánicos en la columna F-8:

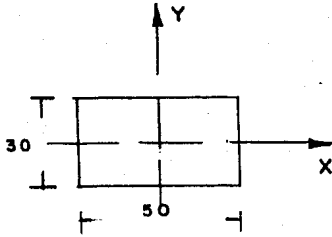
Extremo superior:

$$M_{Ex} = 1.80 \text{ Ton-m} \quad M_{Sx} = 1.5 \text{ T-m} \quad M_{(E+S)_x} = 3.30 \text{ T-m}$$

$$M_{Ey} = 2.07 \text{ Ton-m} \quad M_{Sy} = 2.10 \text{ T-m} \quad M_{(E+S)_y} = 4.17 \text{ T-m}$$

$$P = 40.81 \text{ Ton}$$

Columna	Nivel	Px (Ton.)	Py (Ton.)	P. P. (Ton.)	Pparcial (Ton.)	Pacum. (Ton.)	M Ex (T-m)	M Ey (T-m)	Msx (T-m)	Msy (T-m)	M(E+s)x (T-m)	M(E+s)y (T-m)	ΔPE _x (Ton.)	ΔPE _y (Ton.)
ENTRE EJES F-8	Az.													
	7º	11.02	4.15	0.67	15.84	15.84	4.06 3.50	1.44 1.21	0.67 0.50	1.74 1.55	5.80 4.00	3.18 2.76	2.80 2.80	0.98 0.98
	6º	6.58	4.10	0.67	11.35	27.19	2.80 1.83	1.21 1.50	0.50 0.46	1.58 1.48	3.30 2.29	2.79 2.98	1.71 1.71	1.00 1.00
	5º	6.47	6.30	0.85	13.62	40.81	1.80 1.86	2.07 1.99	1.50 1.27	2.10 1.91	3.30 3.13	4.17 3.90	1.35 1.35	1.50 1.50
	4º	6.34	6.36	0.85	13.55	54.36	1.72 1.51	1.84 1.68	1.67 1.48	2.67 2.56	3.39 2.99	4.51 4.24	1.20 1.20	1.30 1.30
	3º	6.24	6.50	1.18	13.92	68.28	2.35 2.10	2.73 2.49	2.60 2.41	2.89 2.73	4.95 4.51	5.62 5.22	1.65 1.65	1.93 1.93
	2º	6.29	6.62	1.18	14.09	82.37	1.92 1.94	2.35 2.36	2.62 2.87	3.40 3.20	4.54 4.81	5.75 5.86	1.43 1.43	1.75 1.75
	1º	6.36	6.61	1.18	14.15	96.52	2.06 2.24	2.47 2.62	2.76 3.25	3.57 3.53	4.82 5.49	6.04 6.15	1.88 1.88	1.88 1.88
	P.B.	6.82	6.58	1.18	14.25	110.77	1.66 0.86	1.95 0.84	3.12 7.67	3.23 3.63	6.78 8.53	5.18 6.47	0.93 0.93	1.03 1.03



Columna F-8

CONSTANTES

$$f_c^i = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.8 f_c^i = 0.8 (200) = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 (160) = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_y}{f_c''} = \frac{4000}{136} = 29.41$$

$$A_c = 30 \times 50 = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_c f_c'' = 1500 (126) = 204000 \text{ kg} = 204 \text{ Ton}$$

EFECTO DE ESBELTEZ

Sentido x :

El efecto de esbeltez se puede despreciar si:

$$\frac{H}{r} < 22$$

$$H = 235 \text{ cm}$$

considerando la columna empotrada en el extremo superior e inferior y sin desplazamiento horizontal.

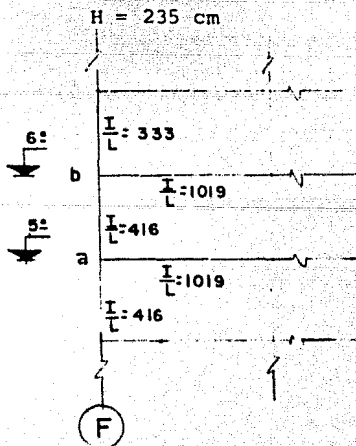
$$k = 0.5$$

$$H' = kH = 0.5(235) = 117.5 \text{ cm (longitud efectiva de pandeo)}$$

$$r = 0.3 h = 0.3(50) = 15 \text{ cm (radio de giro)}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{117.5}{15} = 7.83 < 22 \therefore \text{se puede despreciar el efecto de esbeltez sentido } x.$$

Sentido y :



$$\phi_a = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_t}{L_t}} = \frac{333 + 416}{1019} = 0.73$$

$$\phi_b = \frac{416 + 416}{1019} = 0.82$$

Entrando en el nomograma para marcos no contraventeados para obtener el factor de longitud efectiva $k = 1.22$.

$$H' = kH = 1.22(235) = 286.7 \text{ cm}$$

$$r = 0.3 h = 0.3(30) = 9 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{286.7}{9} = 31.85 > 22$$

por lo tanto la columna es esbelta en esta dirección.

Para tomar en cuenta la esbeltez tenemos que multiplicar -- los elementos mecánicos de momento flexionante por un factor de amplificación.

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{crit}}}$$

$$P_u = 1.87 (40.81) = 76.31 \text{ Ton}$$

$$P_{crit} = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H)^2}$$

$$EI = 0.4 \left[\frac{E_c I_g}{1+u} \right] = 0.4$$

$$E_c = 10^4 \sqrt{f'_c} = 10^4 \sqrt{200} = 141421$$

$$I_g = \frac{50 (30)^3}{12} = 112500 \text{ cm}^4$$

$$F_R = 0.85, u = 0.7$$

$$EI = 0.4 \left[\frac{141421 (112500)}{1.7} \right] = 9358742647$$

$$P_{crit} = \frac{0.85 \pi^2 (9358742647)}{(236.7)^2} = 953174 \text{ kg} = 953.17 \text{ Ton}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{76.31}{953.17}} = 1.087$$

Elementos mecánicos últimos de diseño:

Condición Estática

$$M_{ux} = 1.87 (1.80) = 3.37 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uy} = 1.87 [(1.087)(2.07)] = 4.20 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 1.87 (40.81) = 76.31 \text{ Ton}$$

Condición Estática + sismo sentido y

$$M_{ux} = 1.47 [1.8 + 0.3 (1.5)] = 3.30 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uy} = 1.47 [1.087 (4.17)] = 6.66 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 1.47 (40.81) = 60.00 \text{ Ton}$$

Revisión de la columna a flexocompresión biaxial para las dos condiciones (Estática y Estática más sismo sentido y)

Revisión de la columna para condición estática: con

$$A_{s \text{ mín}} = 0.01 (A_c) = 0.01 (30)(50) = 15 \text{ cm}^2 \approx 8\#5 = 15.92 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bt} = \frac{22.36}{30(50)} = 0.0153; w = p \frac{f_y}{f_c} = 0.0153 \frac{(4000)}{136} = 0.45$$

$$P_{oc} = 0.85 (A_c f'_c + A_s f_y)$$

$$P_{oc} = 0.85 (204 + 15.92(4)) = 227.53 \text{ Ton}$$

Calculo de P_{ux}

$$\frac{d}{t} = \frac{45}{50} = 0.90 \text{ (En gráfica con el acero distribuido en la periferia)}$$

$$e_x = \frac{M_x}{p} = \frac{3.37}{76.31} = 0.044$$

$$\left(\frac{e_x}{t}\right) = \frac{0.044}{0.50} = 0.088$$

$$\left(\frac{e_x}{t}\right)_{\min} = 0.10$$

$$P = \frac{A_s}{bt} = \frac{15.92}{30(50)} = 0.0106$$

$$w = P \frac{f_y}{f_c} = 0.0106 (29.41) = 0.31$$

Con estos datos podemos entrar a la gráfica de interacción, y obtener el valor de k

$$k = 1.05$$

$$P_{ux} = F_R k b t f_c''$$

$$P_{ux} = 0.85 (1.05) (30) (50) (136) = 182.07 \text{ Ton}$$

Calculo de P_{uy}

$$\frac{d}{b} = \frac{25}{30} = 0.83 \text{ (En gráfica con el acero distribuido en la periferia).}$$

$$e_y = \frac{M_y}{p} = \frac{4.20}{76.31} = 0.055$$

$$\left(\frac{e_y}{b}\right) = \frac{0.055}{0.30} = 0.18$$

$$w = 0.31$$

$$k = 0.82$$

$$P_{uy} = 0.85 (0.82) (30) (50) (136) = 142.19 \text{ Ton}$$

Cálculo de la carga última resistente (P_u) de la columna con las condiciones anteriormente vistas

$$P_u = (1/P_{ux} + 1/P_{uy} - 1/P_{oc})^{-1}$$

$$P_u = \left(\frac{1}{182.07} + \frac{1}{142.19} - \frac{1}{227.53} \right)^{-1} = 123 > 76.31 \text{ Ton}$$

Por lo tanto pasa la columna con sección 30x50 y acero mínimo para la condición Estática.

Revisión de la columna para condición Estática más sismo sentido y Revisión con $A_s \text{ mín} = 15.92 \text{ cm}^2$

Cálculo de la carga última resistente de la columna P_u

$$P_u = (1/P_{ux} + 1/P_{uy} - 1/P_{oc})^{-1}$$

calculo de P_{oc}

$$P_{oc} = F_R (A_c f_c' + A_s f_y)$$

$$P_{oc} = 0.85 (204 + 15.92(4)) = 227.53 \text{ Ton}$$

cálculo de P_{ux}

$$\frac{d}{t} = \frac{45}{50} = 0.90$$

$$e_x = \frac{3.3}{60} = 0.055$$

$$\frac{e_x}{t} = \frac{0.055}{0.50} = 0.11$$

$$w = 0.31$$

En las gráficas de interacción

$$k = 1.05$$

$$P_{ux} = 0.85(1.05)(30)(50)(136) = 182.07$$

calculo de P_{uy}

$$\frac{d}{b} = \frac{25}{30} = 0.83$$

$$e_y = \frac{6.66}{60} = 0.11$$

$$\frac{e_y}{b} = \frac{0.11}{0.30} = 0.37$$

$$w = 0.31$$

En las graficas de interacción

$$k = 0.51$$

$$P_{uy} = 0.85(0.51)(30)(50)(136) = 88.43 \text{ Ton}$$

$$P_u = \left(\frac{1}{182.07} + \frac{1}{88.43} - \frac{1}{227.53} \right) = 80.60 > 60 \text{ Ton}$$

Por lo tanto pasa la columna con sección 30x50 cm y acero mínimo para las dos condiciones, Estática y Estática más sismo sentido y.

SEPARACION DE ESTRIBOS EN LA COLUMNA

Debido a que los cortantes en la columna son muy pequeños se pondrán estribos a la separación máxima permisible por

el reglamento del D.F. 1977.

$$\text{Sep \# 2.5 máx} = \frac{F A f}{3.5b} = \frac{0.85(0.98)4000}{3.5(30)} = \varnothing 32$$

Por pandeo de las barras

48 ϕ (ϕ Diametro de los Estribos)

16 ϕ (ϕ Diametro del Acero longitudinal)

Dimensión mínima de la columna

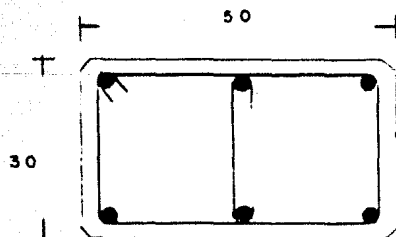
$$48\phi = 48(0.79) = \varnothing 38$$

$$16\phi = 16(1.59) = \varnothing 25$$

Dimensión mínima = $\varnothing 30$

De las cuatro condiciones anteriores se escoge la menor separación (c25)

Por lo tanto la columna se armará como se indica a continuación



8 # 5

Est # 2.5 \varnothing 25

IV JUSTIFICACION DE LA CIMENTACION

IV JUSTIFICACION DE LA CIMENTACION

Toda cimentación debe trabajar en forma adecuada, para ello es necesario conocer bajo que condiciones va a estar trabajando y enviárselas al experto en estudio de mecánica de suelos para que él de las recomendaciones necesarias para el funcionamiento de la cimentación.

En el edificio aquí tratado se analizaron las cargas a nivel de cimentación y se enviaron al experto en Mecánica de Suelos, se procesaron en el laboratorio las muestras de sondeos de penetración y sus conclusiones fueron:

Se encontró la "capa dura" a ocho metros de profundidad, formada por limos arenosos con gravas con alta resistencia a la penetración.

Se recomendó una cimentación profunda a base de pilas con ampliación de base a una profundidad de nueve metros con presiones de contacto permisibles de 80 Ton/m^2

El nivel del agua freática se encontró a profundidades mayores de nueve metros por lo que no habrá problemas en la excavación y colado de las pilas.

El edificio quedará empotrado a 1.60 mts. debajo del nivel natural del terreno por medio de contratraves, para esto se compactará muy bien el suelo de relleno a los lados de estas.

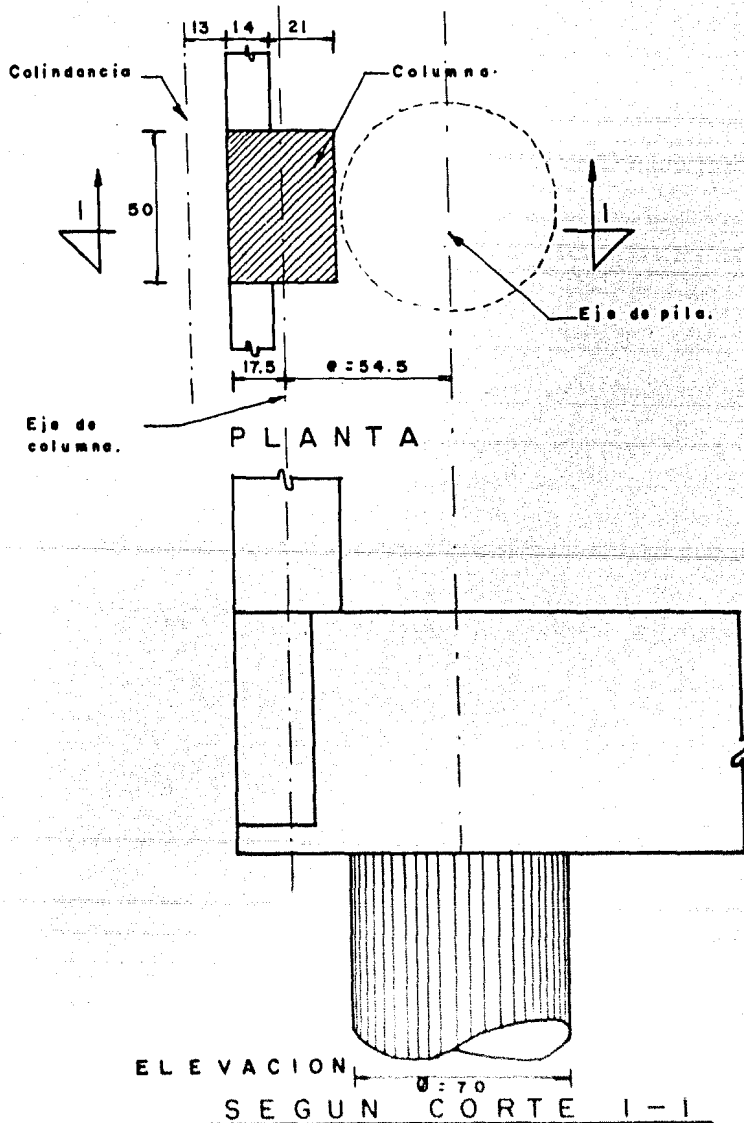
Por lo cual el edificio se cimentará a base de pilas con ampliación de base y contratraves que tomarán la flexión producida por el cortante sísmico.

PROYECTO DE CIMENTACION

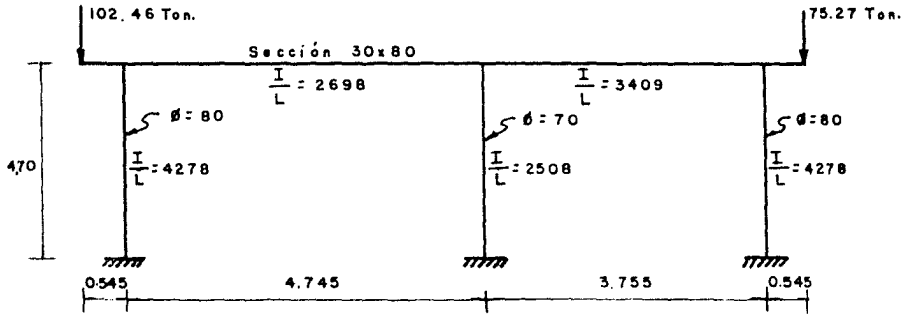
V. PROYECTO DE CIMENTACION

El proyecto de cimentación será a base de traves de liga y pilas las cuales se dimensionarán con los elementos mecánicos obtenidos.

Debido a que lateralmente tenemos colindancias es necesario remeter la posición de la pila para acceso de la máquina perforadora como se indica en la siguiente figura.



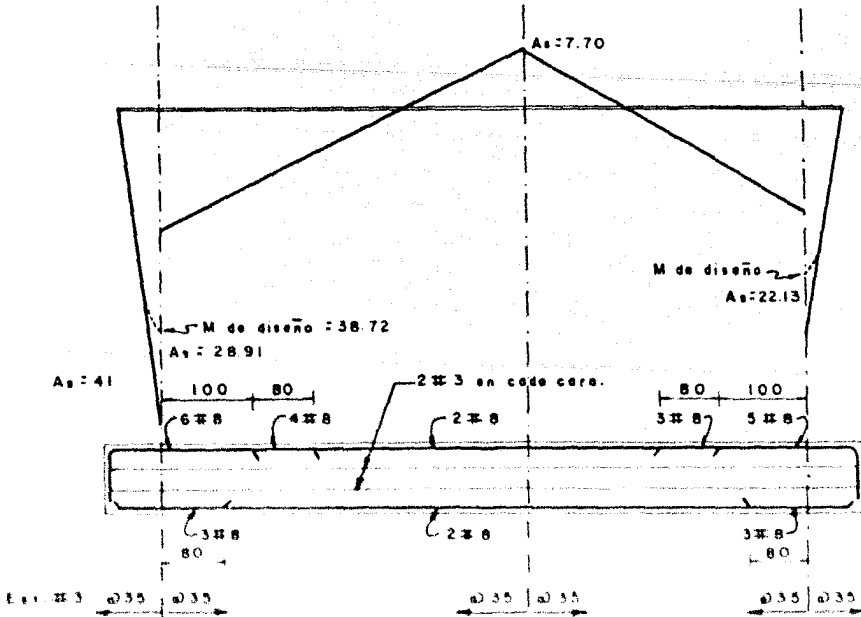
EFFECTO DE CARGA EXCENTRICA EN PILAS DE EJE 8



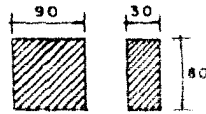
	TI	K-F	TD
r		4278	2698
fd		0.61	0.39
Me	+55.84		
1 ^a		34.06	21.78
2 ^a			+0.29
3 ^a		-0.18	0.11
Mf	+55.84	34.24	21.60
V _{LA}	102.46		0
ΔV			+6.72
V _f	102.46		+6.72

	TI	K-D	TD
r		2698	2508
fd		0.31	0.29
Me			
1 ^a			
2 ^a		-10.89	+9.02
3 ^a		+0.58	+0.54
Mf		+0.54	+9.77
V _{LA}		0	0
ΔV		-6.72	-7.47
V _f		-6.72	-7.47

	TI	K-A	TD
r		3409	4278
fd		0.44	0.56
Me			
1 ^a		+18.04	+22.97
2 ^a			
3 ^a		+0.37	-41.02
Mf		+0.16	0.21
V _{LA}		+18.25	22.76
ΔV		0	-41.02
V _f		+7.47	75.27



Sección 30 x 80
 $M_R = 15.7 (30)(75)^2 = 26.49 T-m$
 $V_c = 3.53 (30)(75) = 7.94 Ton$
 Sección 90 x 80
 $M_R = 79.47$
 $V_c = 20(90)(75) = 135 Ton$



DISEÑO DE PILA 8F

Se diseña como columna corta

$$P = 102.43 \text{ Ton}$$

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

$$M = 34.24 \text{ Ton-m}$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 1.4P = 1.4(102.43) = 143.40 \text{ Ton}$$

$$f^*_c = 0.85(200) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 1.4M = 1.4(34.24) = 47.94 \text{ Ton-m}$$

$$f''_c = 0.8(170) = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{con } \phi = 80$$

$$f^*_y = 0.8(4000) = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{191600}{136(80)^2} = 0.22$$

$$R = \frac{6403000}{136(80)^3} = 0.092$$

$$\frac{d}{D} = \frac{72}{80} = 0.90$$

De graficas

$$q = 0.10 \quad q = p \frac{f^*_y}{f'_c}$$

$$q = \frac{p f^*_y}{f''_c}$$

$$P = \frac{4 A_s}{\pi D^2}$$

$$q = \frac{4 A_s}{\pi D^2} \left(\frac{f^*_y}{f'_c} \right)$$

$$A_s = \frac{q \pi D^2 f''_c}{4 f^*_y} = \frac{0.10(3.14)(80)^2(136)}{4(3200)} = 21.36 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{4(21.36)}{\pi(80)^2} = 0.004 < 0.005 \therefore P = 0.005; A_s = 25.13$$

\(\therefore\) Pila de 80 cm. de diámetro armada con 9 # 6 y

Est # 2.5 c30

DISEÑO DE AMPLIACION DE BASE

$$P_{\text{sup}} = 102.46 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso propio fuste} = \frac{\pi D^2}{4} h \gamma = \frac{3.1416}{4} (0.80)^2 (9.00) (2.4) = 10.86 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{TOTAL}} = 102.46 + 10.86 = 113.32 \text{ Ton}$$

con presión de contacto igual a 80 Ton/m²

$$\text{Area necesaria} = \frac{113.32}{80} = 1.42 \text{ m}^2$$

$$\frac{\pi D^2}{4} = 1.42$$

$$D = \frac{\sqrt{1.42(4)}}{3.1416} = 1.34 \text{ metros}$$

Por lo tanto campana de 140 cm. de diámetro

$$P_u = 1.87 (113.32) = 211.90 \text{ Ton}$$

calculo del P_{oc}

$$P_{oc} = 0.85 (A_c f_c'' + A_s f_y)$$

$$f_c'' = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 9 \# 6 = 25.83 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

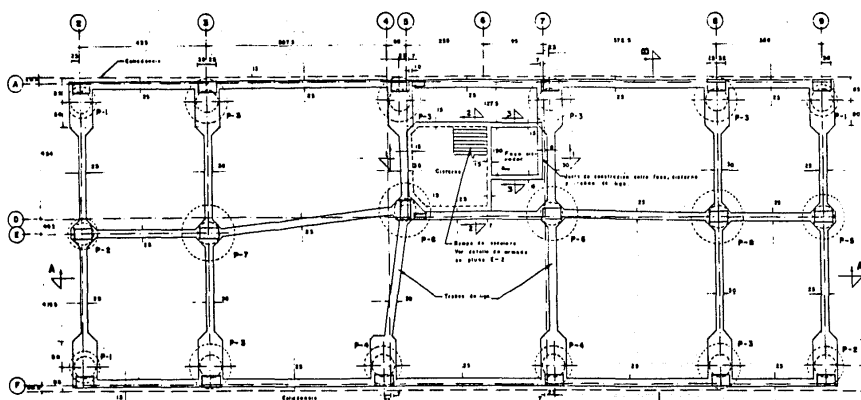
$$P_{oc} = 0.85 [(4071)(136) + 25.83(4000)] = 558430 \text{ Kg}$$

$$P_{oc} = 558.43 \text{ Ton} \gg 211.90$$

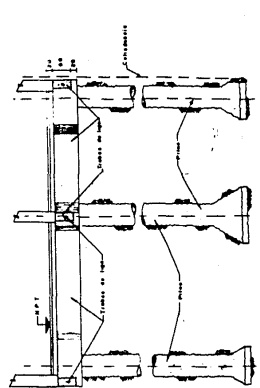
∴ Pasa pila con 80 cm de diámetro

R E F E R E N C I A S

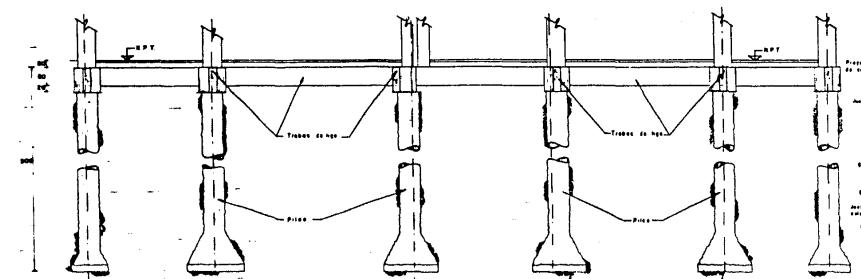
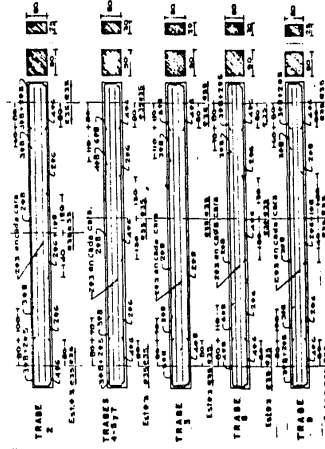
1. Folleto Complementario Diseño Sísmico de edificios (Emilio Rosenblueth y Luis Esteva).
2. "Reglamento de Construcciones para el D.F." Gaceta oficial del Departamento del D.F. Tercera Epoca 1° de Marzo de 1977 No. 115.
3. V. Porras S. y R. Cervantes B. "Análisis Lineal Tri-dimensional del Edificio Esquelatales Sometidos a Temblores". IV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (1975)
4. R.W. Clough and J. Penzien, "Dynamics of Structures", Mc Graw-Hill (1975)
5. R.A. Anderson, "Fundamentals of Vibrations", Mc Millan (1967)
6. G.W. Housner, "Strong Ground Motion", Capítulo 4 del libro editado por R.L. Weigel, "Earthquake Engineering", Prentice-Hall (1970)



PLANTA DE CIMENTACION

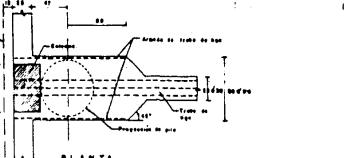
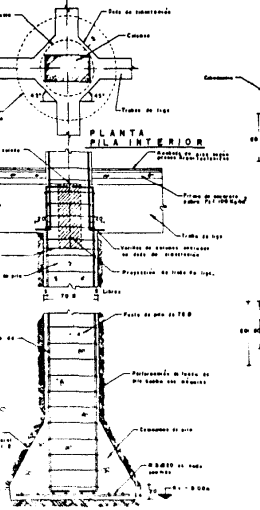


CORTE DIMENSIONAL B-B

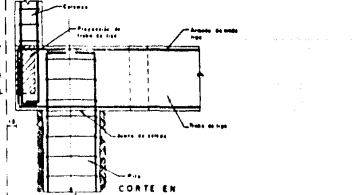


CORTE DIMENSIONAL A-A

TRABES	140	140	120	200	130	140	180	20	170
A-T-1	200	200	200	200	200	200	200	200	200
A-T-2	200	200	200	200	200	200	200	200	200
A-T-3	200	200	200	200	200	200	200	200	200
A-T-4	200	200	200	200	200	200	200	200	200
A-T-5	200	200	200	200	200	200	200	200	200
A-T-6	200	200	200	200	200	200	200	200	200
A-T-7	200	200	200	200	200	200	200	200	200



PLANTA PILAS DE COLINDANCIA



CORTE EN ELEVACION PILAS DE COLINDANCIA

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

1. Preparación del terreno de la obra.
2. Limpieza del terreno de obra.
3. Marcaje de la obra.
4. Excavación de la obra.
5. Colocación de la obra.
6. Limpieza de la obra.
7. Preparación de la obra.
8. Colocación de la obra.
9. Limpieza de la obra.
10. Preparación de la obra.

CORTE EN ELEVACION TABLA DE PILAS

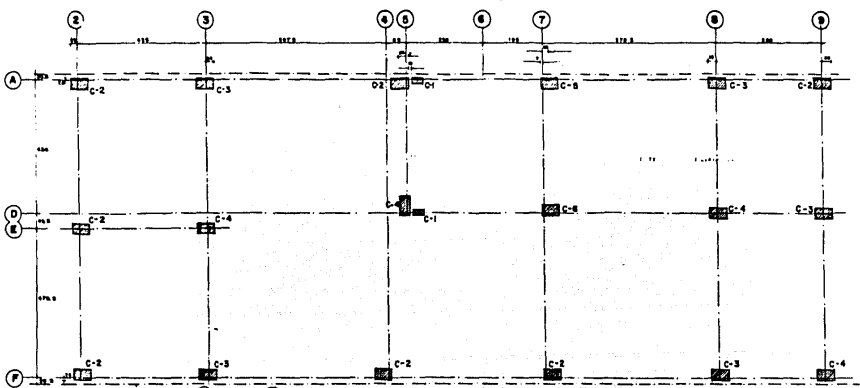
TIPO	1	2	3	4	5	6	7
P-1	100	100	100	100	100	100	100
P-2	100	100	100	100	100	100	100
P-3	100	100	100	100	100	100	100
P-4	100	100	100	100	100	100	100
P-5	100	100	100	100	100	100	100
P-6	100	100	100	100	100	100	100
P-7	100	100	100	100	100	100	100

NOTAS GENERALES

- CONCRETO - $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
- ACERO [Varilla $\phi 2-1y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$
- [Varilla $\phi 250\phi 6-1y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$]
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS
- ANCLAVES Y TRASLAPES DE 40 ϕ
- LA INDICACION NO SIGNIFICA
- CORTE DE VARILLA NO DOBLEZA
- VER DISTANCIAS ENTRE EJES Y ELEVACIONES
- CINES EN PLANOS ARQUITECTONICOS

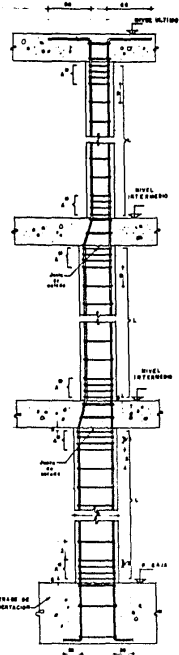
Ver detalles de columnas en plano E-2
Ver detalles de vigas en plano E-3
E-1

TESIS PROFESIONAL
FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM
FCO JAVIER VERRUGO BARRAGAN
1978



PLANTA DE COLUMNAS

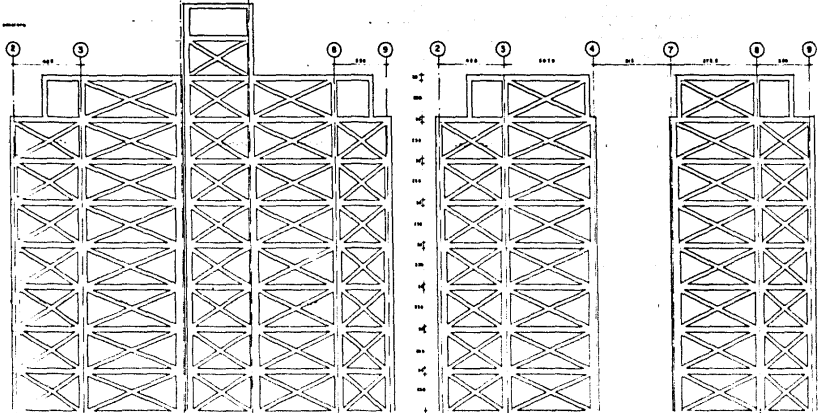
TABLA DE COLUMNAS							
PISO	NIVEL (m)	COLUMNA TIPO					
		C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
CUBIERTA ELEVACION							
CUBIERTA ELEVACION	10.20						
ACERTE	11.00				30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	
11	11.00				30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	
12	11.00				30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	
13	11.00				30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	
14	11.00				30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	
15	11.00				30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	
16	11.00				30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	
17	11.00				30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	
18	11.00				30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	
19	11.00				30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	
PLANTA BASE	0.00				30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	30 x 40 2 x 2 Ea=9.23 x 30	



ELEVACION DETALLE CONSTRUCTIVO DE COLUMNAS

RECUBRIMIENTO Y ESTRIBOS EN COLUMNAS

NOTA: Este detalle se aplica a las columnas de tipo 1 y 2. El recubrimiento de las columnas de tipo 3 y 4 se muestra en el detalle de la columna de tipo 3. El recubrimiento de las columnas de tipo 5 y 6 se muestra en el detalle de la columna de tipo 5. El recubrimiento de las columnas de tipo 7 y 8 se muestra en el detalle de la columna de tipo 7. El recubrimiento de las columnas de tipo 9 y 10 se muestra en el detalle de la columna de tipo 9. El recubrimiento de las columnas de tipo 11 y 12 se muestra en el detalle de la columna de tipo 11. El recubrimiento de las columnas de tipo 13 y 14 se muestra en el detalle de la columna de tipo 13. El recubrimiento de las columnas de tipo 15 y 16 se muestra en el detalle de la columna de tipo 15. El recubrimiento de las columnas de tipo 17 y 18 se muestra en el detalle de la columna de tipo 17. El recubrimiento de las columnas de tipo 19 se muestra en el detalle de la columna de tipo 19.

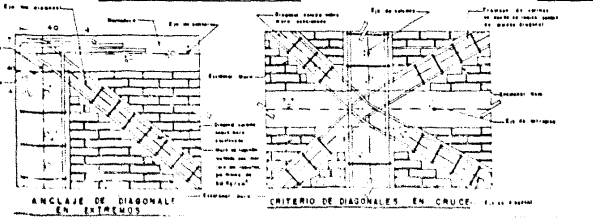


ELEVACION MARCO EJE A

ELEVACION MARCO EJE F

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE DIAGONALES

- 1.- Colocar las diagonales de acuerdo a las especificaciones de la columna y con la pendiente indicada en el detalle de la columna.
 - 2.- Los gamos de las diagonales se harán perpendicularmente a la cara de la columna.
 - 3.- El concreto se colocará por etapas de tal modo que se evite el resquebrajamiento de las diagonales.
- NOTA: Este procedimiento se aplica a las columnas de tipo 1 y 2.



ANCLAJE DE DIAGONALES EN EXTREMOS

CRITERIO DE DIAGONALES EN CRUCE

NOTAS GENERALES
 CONCRETO - $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO (Varillas $\# 2 - f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$)
 (Varillas $\# 2 - f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$)

ACABADOS EN CENTIMETROS
 ANCLAJES Y TRASLAPES DE $\# 0$ P
 LA INDICACION $\frac{1}{4}$ SIGNIFICA
 CORTE DE VARILLA NO DOBLE
 VER DISTANCIAS ENTRE EJE Y ELEVACION
 EMBOS EN PLANO ARQUITECTONICO

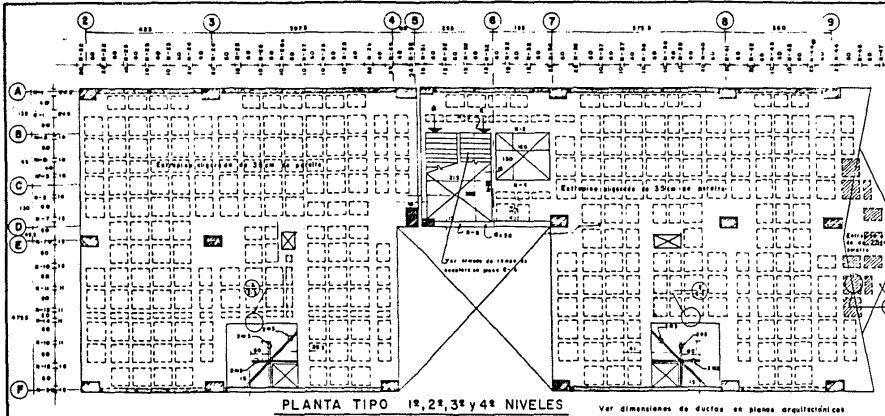
TESIS PROFESIONAL

FACULTAD DE INGENIERIA

UNAM

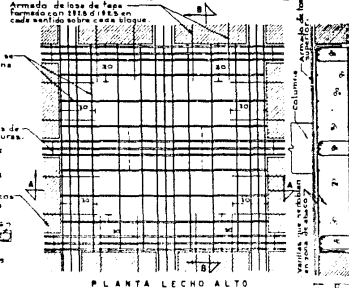
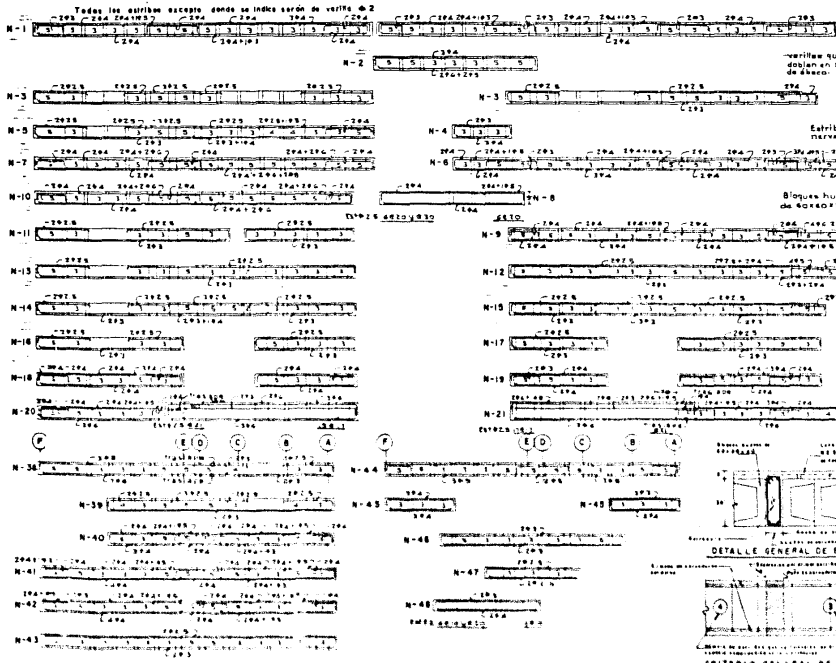
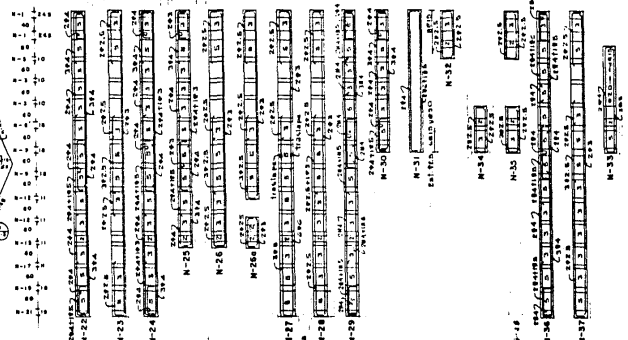
PCO JAVIER VENEZAS BARRAGAN

1979

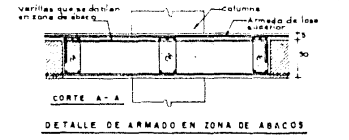


PLANTA TIPO 1º, 2º, 3º y 4º NIVELES

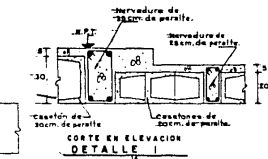
Ver dimensiones de ductos en planta arquitectónica



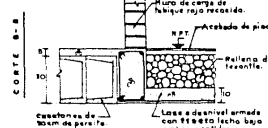
PLANTA LECHO ALTO



DETALLE DE ARMADO EN ZONA DE ABACOS



CORTE EN ELEVACION DETALLE 1

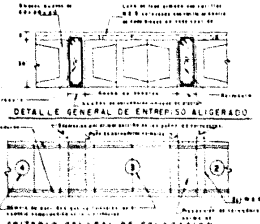


CORTE EN ELEVACION DETALLE 2

NOTACION EN PLANTA

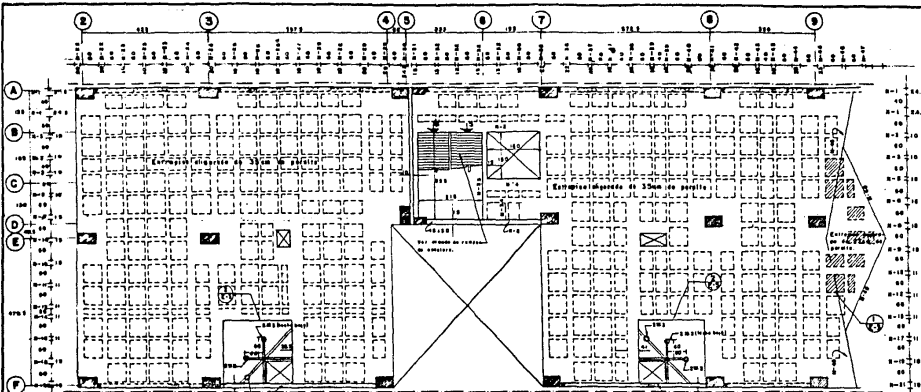


NOTAS GENERALES
 CONCRETO $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO Verilla $\phi 2 - fy=2320 \text{ Kg/cm}^2$
 Verilla $\phi 2.5 \text{ o } \phi 8 - fy=4000 \text{ Kg/cm}^2$
 ACOTACIONES EN CENTIMETROS
 ANCLAJES Y TRABAJOS DE NO B
 LA INDICACION \rightarrow INDICACION CORTE
 DE VARILLA NO DOBLEZ
 VER DISTANCIA ENTRE FUER Y ELEVACIONES EN PLANOS ARQUITECTONICOS



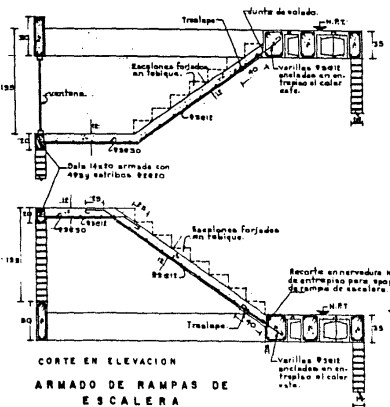
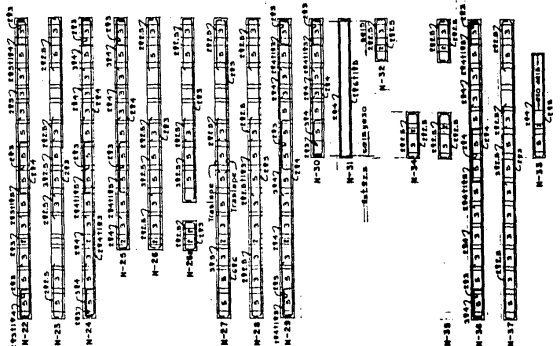
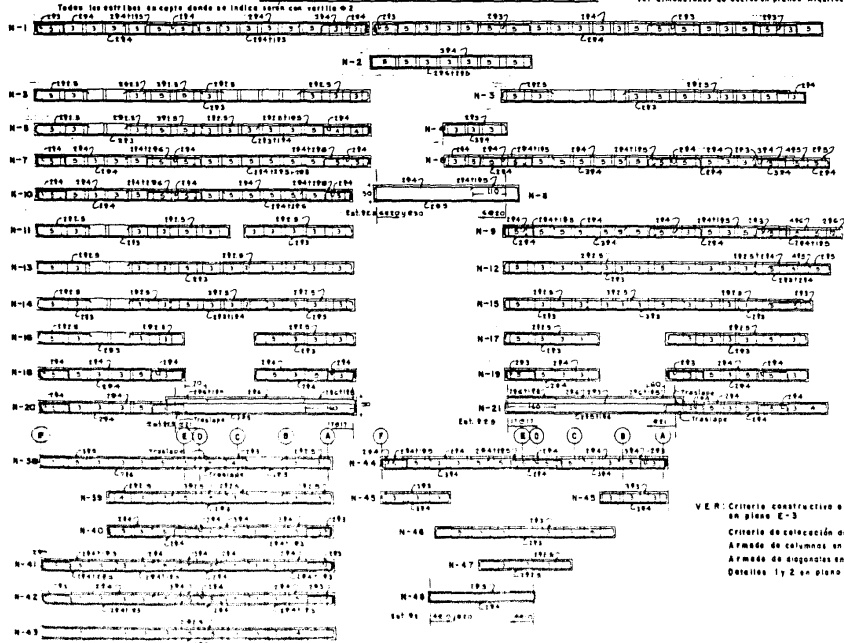
DETALLE GENERAL DE ENREDO DE ABACADO

TESIS PROFESIONAL
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNAM



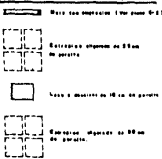
PLANTA TIPO 5ª y 6ª NIVELES

Ver dimensiones de ductos en planos Arquitectónicos.



CORTE EN ELEVACION
ARMADO DE RAMPA DE ESCALERA

NOTACION EN PLANTA



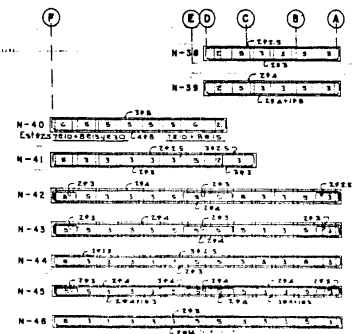
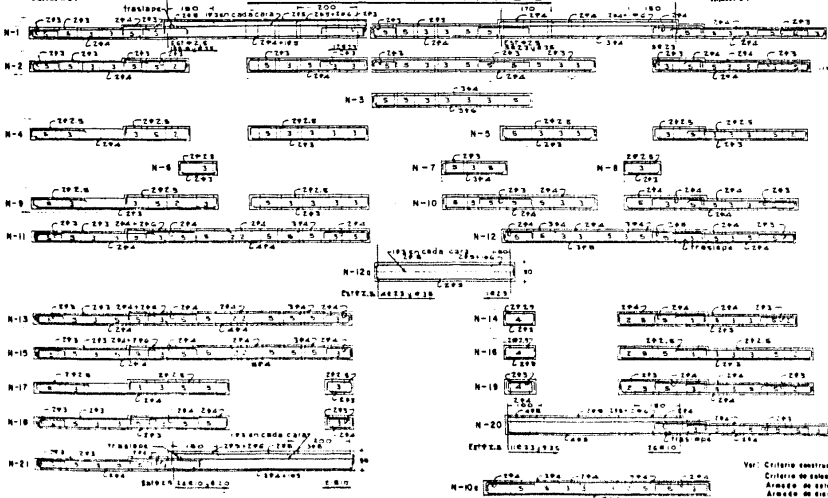
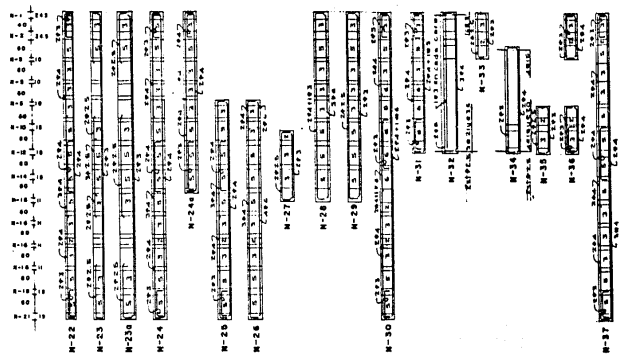
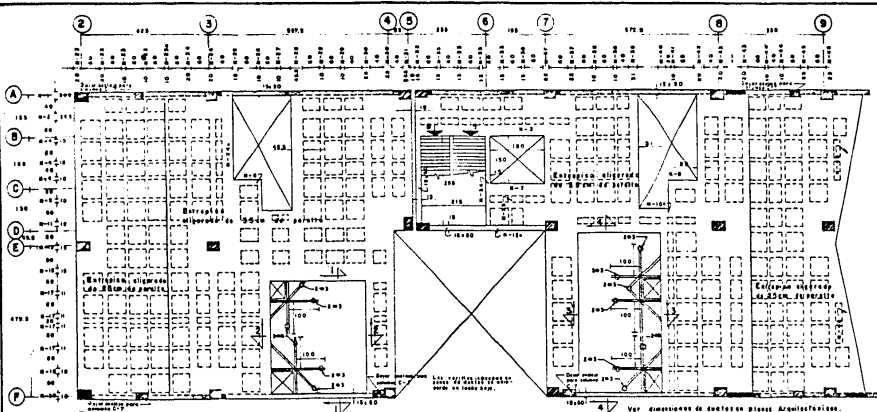
VER Criterio constructivo en zona de ductos en plano E-3
Criterio de colocación de estribos en plano E-3
Armado de columnas en plano E-2
Armado de zapatas en muros en plano E-2
Detalles 1 y 2 en plano E-3

NOTAS GENERALES

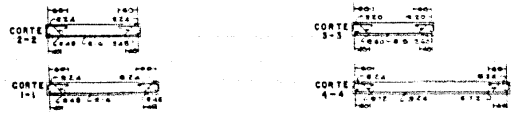
CONCRETO - $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO (Varillas $\phi 2 - f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$)
(Varillas $\phi 25 - f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$)
ACOTACIONES EN CENTIMETROS
ARAJES Y TRASLAPES DE 40 Ø
LA IRROBACION SIGNIFICA CORTE DE VARILLA DOBLEZ
VER DISTANCIAS ENTRE EJES Y ELEVACIONES EN PLANOS ARQUITECTONICOS

TESIS PROFESIONAL
FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM

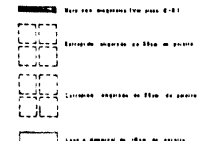
FCO JAVIER VENEZAS BARRALES
1979



Ver Criterio constructivo en caso de Anclaje en planta E-3
 Criterio de colocación de varillas en plano E-3
 Anclaje de barras en alero E-1
 Anclaje de diagonales en muro en plano E-1
 Anclaje de barras en estructura planta E-4

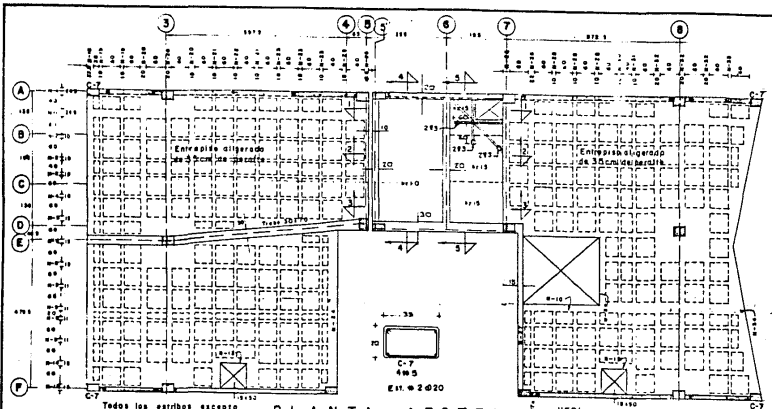


NOTACION EN PLANTA



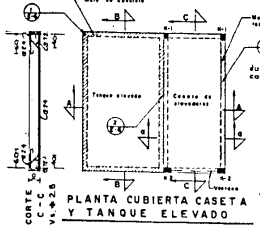
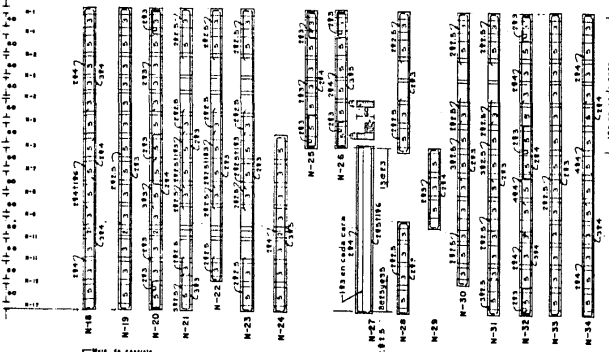
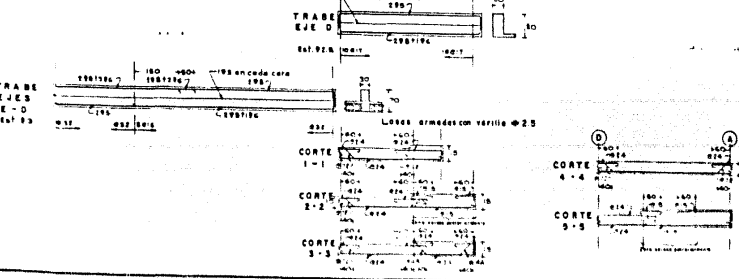
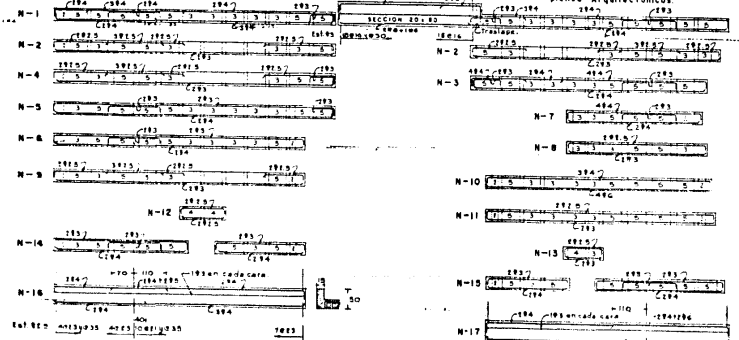
NOTAS GENERALES
 CONCRETO - $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 Varillas $\#2 - f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO
 Varillas $\#25 \text{ o } \#8 - f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$
 ACOTACIONES EN CENTIMETROS
 ANCLAJES Y TRABAJOS DE ADO
 LA INDICACION DE LA ANCLAJE
 CORTE DE VARILLA NO DOBLE
 VER DISTANCIAS ENTRE EJES Y ELEVA
 CIONES EN PLANOS ARQUITECTONICOS

TESIS PROFESIONAL
 FACULTAD DE INGENIERIA
 U N A M

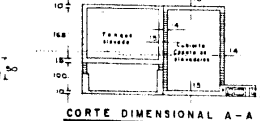


PLANTA AZOTEA

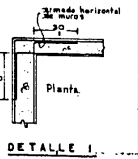
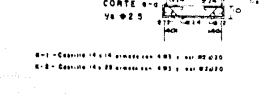
Ver Dimensiones de ductos en planos Arquitectónicos.



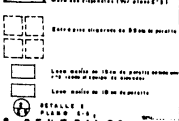
PLANTA CUBIERTA CASETA Y TANQUE ELEVADO



CORTE DIMENSIONAL A-A

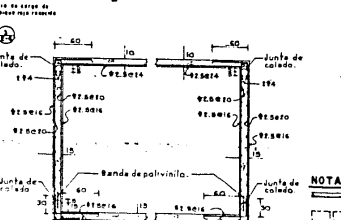


NOTACION EN PLANTA

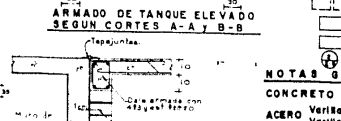


NOTAS GENERALES

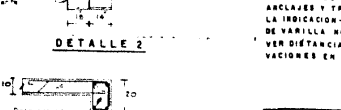
CONCRETO $f'c = 200 \text{ Kg./cm}^2$
 ACERO Varillas $\Phi 2 - fy = 2320 \text{ Kg./cm}^2$
 Varillas $\Phi 2.5 - fy = 4000 \text{ Kg./cm}^2$
 ACOTACIONES EN CENTIMETROS
 ANCLAJES Y TRABAJOS DE 40P
 LE-1 INDICACION SIGNIFICA CORTE DE VARILLA NO SOBRES
 VER DISTANCIAS ENTRE ESTOS Y ELE-VACIONES EN PLANOS ARQUITECTONICOS



ARMADO DE TANQUE ELEVADO SEGUN CORTES A-A Y B-B

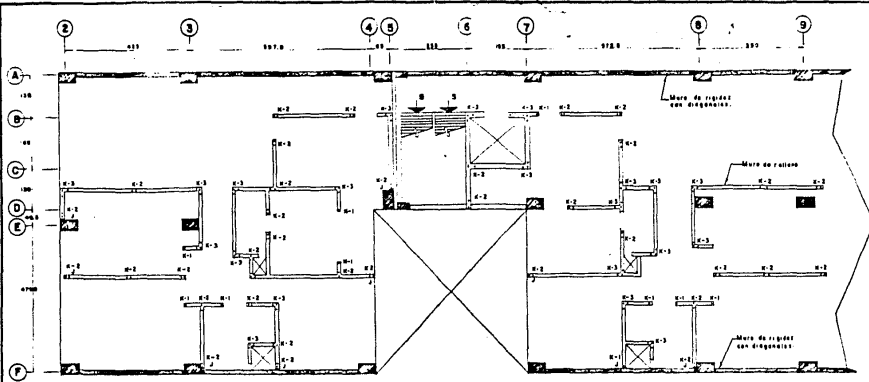


DETALLE 2

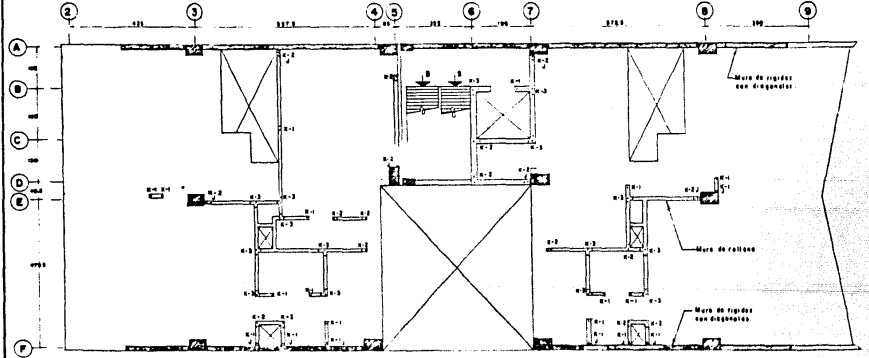


DETALLE 3

VER Criterio constructivo en zona de abacos en planta E-3
 Criterio de colocación de arribos en plano E-5
 Armado de columnas en plano E-2
 Armado de diagonales en muros en plano E-2



PLANTA TIPO

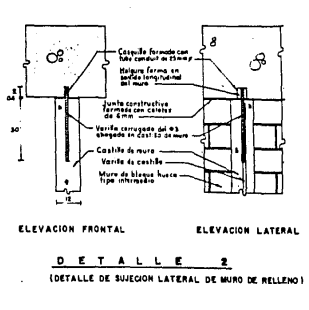
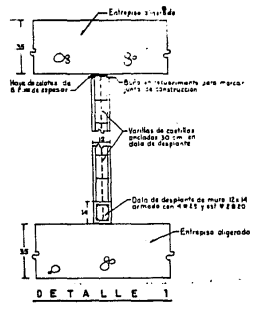
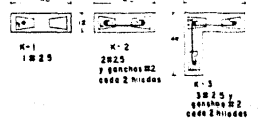


NIVEL 7

NOTACION EN PLANTA

- Muro de rigidez con diagonales (Ver E-2)
- Muro de refuerzo de Muro de Rigidez
- Columnas tipo
- Junta con refuerzo y Muro de Rigidez Superior

CASTILLOS TIPO



DETALLE 2
(DETALLE DE SUEÑO LATERAL DE MURO DE RELLENO)

CRITERIO CONSTRUCTIVO DE MUROS DE RELLENO

- 1- Todos los muros deberán en los puntos inferiores desde de 1 metro sobre el nivel de los cimientos y hasta 1 metro por encima del nivel de los muros de los bloques de 6 m de altura.
- 2- Se deberá proporcionar en los muros un espesor mínimo de 10 cm en los puntos de apoyo.
- 3- Se deberá proporcionar en los muros un espesor mínimo de 12 a 20 cm.
- 4- Se deberá proporcionar en los muros un espesor mínimo de 10 cm en los puntos de apoyo.
- 5- Se deberá proporcionar en los muros un espesor mínimo de 10 cm en los puntos de apoyo.
- 6- Se deberá proporcionar en los muros un espesor mínimo de 10 cm en los puntos de apoyo.
- 7- Las dimensiones mínimas deberán ser las siguientes (Ver Anexo 1)

NOTAS GENERALES
CONCRETO - $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO Varillas # 2 - $f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$
 Varillas # 25 e 8 - $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

ACOTACIONES EN CENTÍMETROS
 ANCLAJES Y TRASLAPES DE 40 Ø
 VER DISTANCIAS ENTRE EJE Y ELEVACIONES EN PLANOS ARQUITECTONICOS

TESIS PROFESIONAL
FACULTAD DE INGENIERIA
U N A M

PCD JAVIER VERALES BARRAGAN
 1978