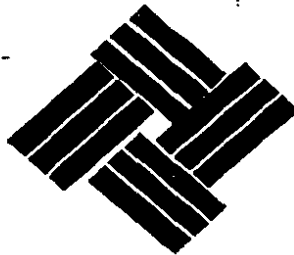


881215
10
24

UNIVERSIDAD ANAHUAC

ESCUELA DE INGENIERIA

CON ESTUDIOS INCORPORADOS A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



CALCULO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS RETICULARES DE
ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
PARA EL DISTRITO FEDERAL PUBLICADO EN 1977
Y COMPLEMENTADO CON LAS NORMAS
DE EMERGENCIA EN MATERIA DE
CONSTRUCCION EMITIDAS EL

18 DE OCTUBRE DE 1985

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A

RUBEN EFRAIN TORO CALZADA

MEXICO, D. F.

1988



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E :

	<u>Página.</u>
I. INTRODUCCION.....	1
II. PROYECTO ARQUITECTONICO.....	3
III. ACCIONES QUE OBRAN SOBRE LA ESTRUCTURA.....	4
III.1 Especificaciones de carga.....	6
III.2 Planos de bajada de cargas.....	10
III.3 Tabla de bajada de cargas. Secciones de columnas.....	12
IV. CARGAS VERTICALES.....	18
IV.1. Rigideces de trabes equivalentes y columnas....	18
IV.2. Análisis de marcos ante cargas verticales. (Carga muerta + carga viva máx.).....	27
V. CARGAS HORIZONTALES.....	42
V.1. Aspectos generales.....	42
V.2. Clasificación de la estructura.....	42
V.3. Valuación de las fuerzas sísmicas.....	43
V.4. Distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes del edificio.....	47
V.4.1. Rigideces de entrepiso.....	47
V.4.2. Distribución de cortante por marco.....	54
V.5 Revisión del estado límite por	

desplazamientos horizontales.....	61
v.6.Análisis de marcos ante cargas horizontales. (Fuerzas sísmicas.).....	63
VI.DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	80
VI.1.Losa aligerada.....	80
VI.2.Columnas.....	92
VII.CONCLUSIONES.....	103
BIBLIOGRAFIA.....	106

I. INTRODUCCION

Debido a los sismos ocurridos en la ciudad de México los días 19 y 20 de Septiembre de 1985, el Departamento del Distrito Federal emitió un decreto por el que se establecieron las normas de emergencia en materia de construcción para el Distrito Federal. Esto ocasionó en consecuencia algunas variaciones en los procedimientos de análisis y diseño de estructuras reticulares, así como en algunos factores y coeficientes que para el efecto nos señala el reglamento de construcciones.

La presente tesis muestra un desarrollo detallado del análisis estructural y diseño de una estructura reticular de concreto reforzado, sin considerar lo que concierne al estudio de la cimentación. En ésta se señalan los coeficientes y procedimientos que han variado, así como los artículos de las normas de emergencia en los cuales se encuentran dichas variaciones.

DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Para poder elegir el sistema estructural más conveniente para un edificio en particular, se tienen que definir primeramente sus características principales como son: proyecto arquitectónico, localización, uso, altura, longitud de claros, etc. Por lo tanto, a continuación se presentan las características del edificio que fué tomado como modelo para el desarrollo de este trabajo:

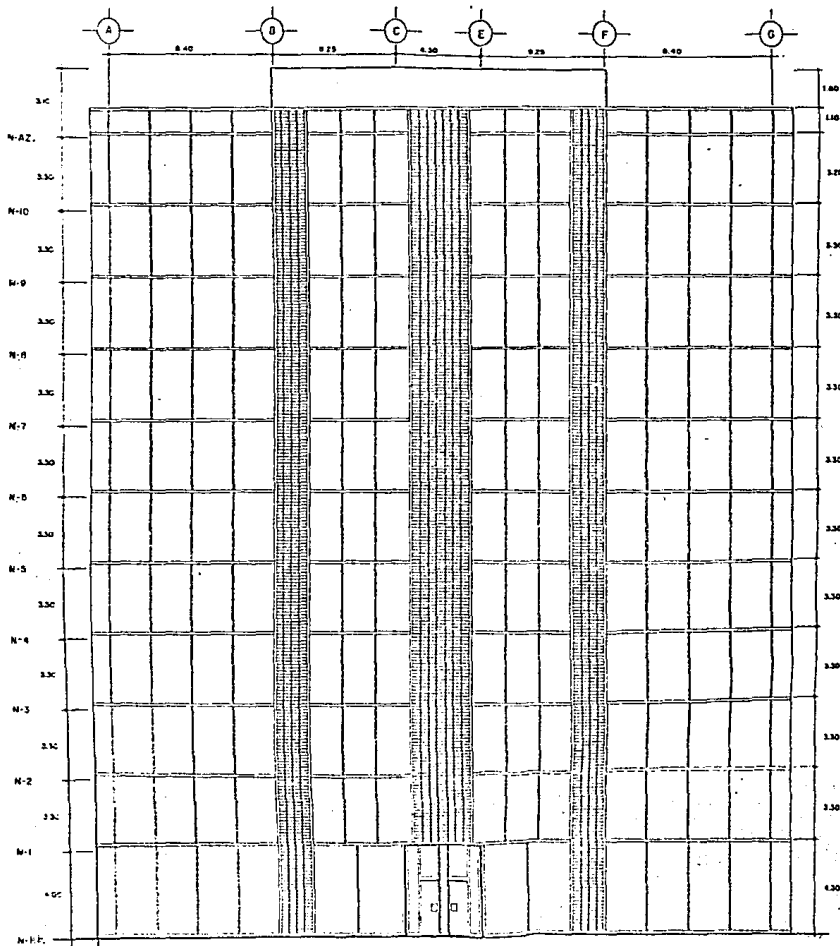
Localización. El edificio se ubica en un conjunto comercial situado en Av. de los Insurgentes, haciendo esquina con las calles de Fresnos y Fernando Villalpando en el Sur de la Ciudad de México.

Uso. Se destinará a oficinas, contando cada nivel con un área común de servicios, como son: cuarto de máquinas, zona de elevadores, sanitarios, escaleras de emergencia, etc.

Descripción. Su estructura estará formada por columnas de concreto reforzado y losa reticular o plana, aligerada ésta con casetones desmontables de fibra de vidrio o algún otro material ligero. Contará con 10 niveles destinados a oficinas, planta baja, azotea, y azotea de servicios. La altura total del edificio alcanzará los 41.10 mts. En la planta de azotea se ubicarán una bodega de almacenamiento y cuartos para las máquinas de los elevadores.

II. PROYECTO ARQUITECTONICO.-

A continuación se presentan los planos que corresponden al proyecto arquitectónico del edificio que se tomó como modelo para el desarrollo de la tesis. El proyecto incluye planta baja, planta tipo, planta de azotea , y un corte transversal. Como se puede observar, se encuentra ya definida la localización de las columnas a lo largo del edificio, por lo que se respetará esta disposición y sólo se hará variar la sección de éstas.



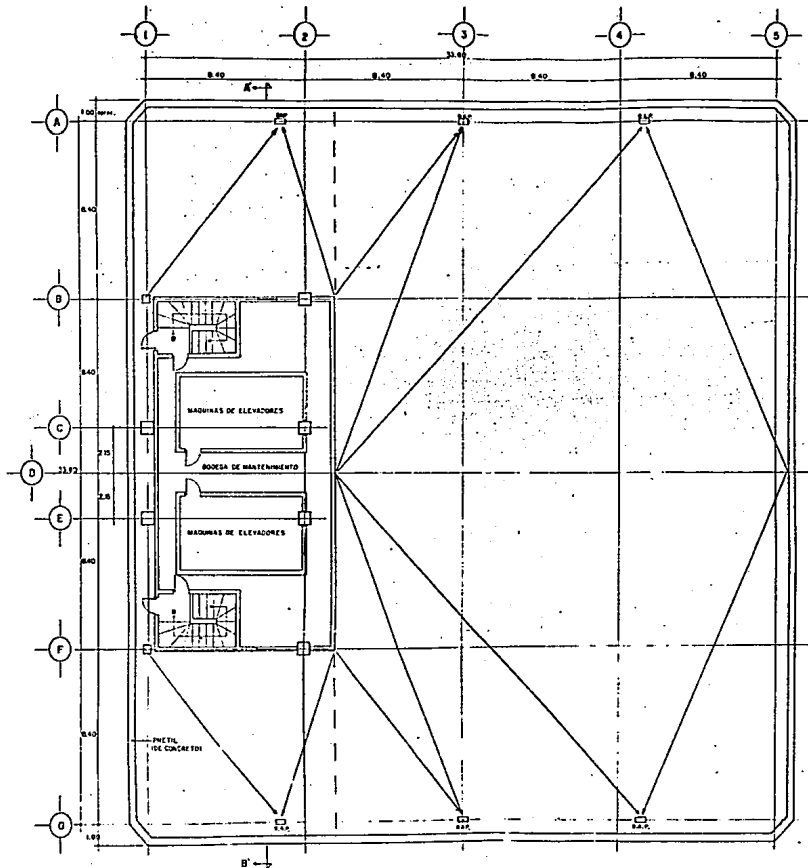
FACHADA PRINCIPAL

UNIVERSIDAD ANAHUAC.
INGENIERIA CIVIL.

EDIFICIO DE OFICINAS.

TORO CALZADA RUBEN E.

ESC. 1:75 ACOT.: MT.



PLANTA AZOTEA.

ESPECIFICACIONES.

AZOTE.

Calentado sobre muros, empalmado lateral y muros; todo sobre terrazo para lograr protección de 25%.

BODEGA DE MANTENIMIENTO.

Piso: Forme de concreto, 8 cm. acabado pulido.

Techo: Acabado simple.

Muros: De tabique común recosido 7.5x14 X20, recubiertos de yeso y pintura blanca.

S.A.P. 1 Dibujo de obras pautadas.

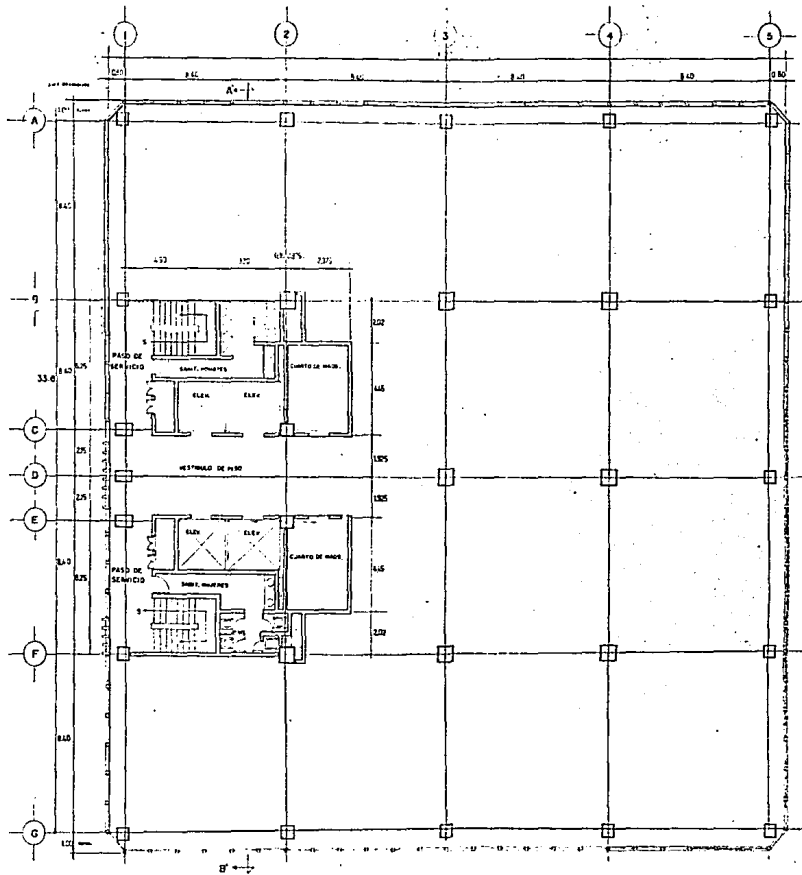
UNIVERSIDAD ANAHUAC.
INGENIERIA CIVIL.

EDIFICIO DE OFICINAS.

TORO CALZADA RUBEN E.

ESC. 1175

ACOT.: MT.



PLANTA TIPO.

ESPECIFICACIONES.

GENERALES.

Caracteres técnicos por tablas de fracciones simples y sus reducciones de acuerdo con las normas mexicanas de letra de mano y fracciones. De las tablas se usan en el caso de ser necesario y siempre con el signo.

LISTA DE OFICINAS.

Piso: Tipo de concreto, 8 cm. espesor pulido.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: De bloque cerámico, 14 x 14 x 20 cm. espesor de yeso y juntas blancas.

VESTIBULO DE PASO.

Piso: Tipo de concreto, 8 cm. espesor pulido.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso.

OFICINAS.

Piso: Tipo de concreto, 8 cm. espesor pulido.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: De bloque cerámico, 14 x 14 x 20 cm. espesor de yeso y juntas blancas.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

PISO DE SERVICIO.

Piso: Tipo de concreto, 8 cm. espesor pulido.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

CUARTOS DE MAOS.

Piso: Tipo de concreto, 8 cm. espesor pulido.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

ESCALERAS.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

Muros: Acabados de yeso, 2 cm. de espesor de yeso.

Escaleras: Puertas y pisos de tipo estándar.

Techo: Tipo plan de yeso prefabricado de 12 mm. espesor, mallas metálicas.

UNIVERSIDAD ANAHUAC.

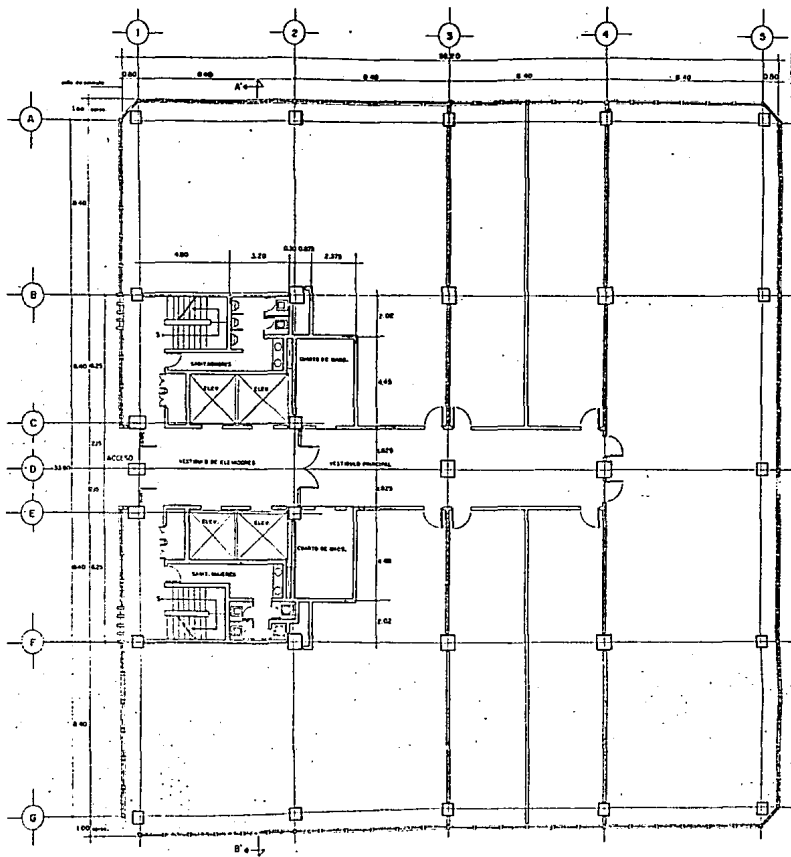
INGENIERIA CIVIL.

EDIFICIO DE OFICINAS.

TORO CALZADA RUBEN E.

ESC. 1:75

ACOT.: MT.



PLANTA BAJA

ESPECIFICACIONES.

AREA 1ª DEJINAS.

Piso Falso de concreto, 8 cm espesor pulido.

Techo Falso (grilla) de pvc con perforaciones de 20 cm sobre la red de vigas metálicas.

Muros, Divisorios de fibrocemento con recubrimiento de yeso pulido.

VESTIBULO DE ELEVADORES.

Piso Falso de mármol.

Techo Falso pladur...

Muros, Recubrimientos de yeso 3/4 de pulido de la boveda.

Elevador, Puerta y chumbadores de acero inoxidable.

VESTIBULO PRINCIPAL.

Piso Falso de concreto 8 cm y pulido.

Techo Falso pladur...

Muros Recubrimiento de yeso, acabado pulido.

SANITARIOS.

Piso Lustrado de terrazo, pulido, juntas de concreto macizo.

Techos Pvc, de bronce de gran espesor con superficie acabada matea.

Muros Lustrado Vitreoso, sobre mortero.

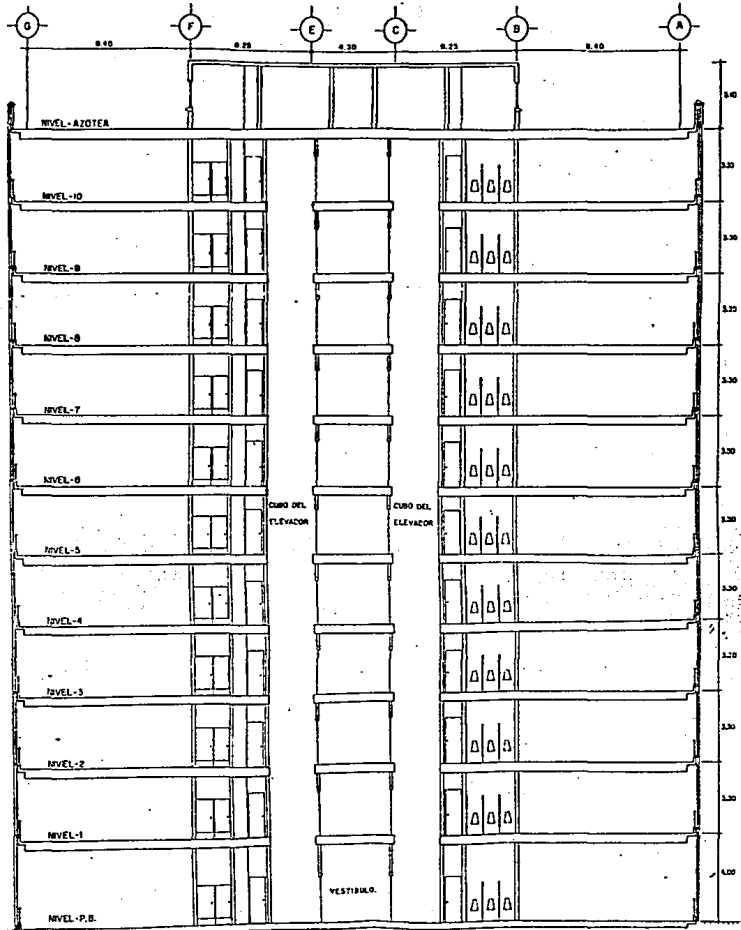
UNIVERSIDAD ANAHUAC.
INGENIERIA CIVIL.

EDIFICIO DE OFICINAS.

TORO CALZADA RUBEN E.

ESC. 1:75

ACOT: MT.



CORTE A-B

UNIVERSIDAD ANAHUAC.	
INGENIERIA CIVIL.	
EDIFICIO DE OFICINAS.	
TORO CALZADA RUBEN E.	
ESC. 1:75	ACOT.: MT.

III, ACCIONES QUE OBRAN SOBRE LA ESTRUCTURA,-

El reglamento de construcciones para el D.F. hace mención sobre los diferentes tipos de acciones que pueden llegar a ocurrir sobre una estructura, por lo que a continuación se presenta un resumen de los siguientes artículos:

Art.208: Criterio para considerar las acciones. En el diseño de una estructura deberá considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

Art. 209: Clasificación de acciones. Se considerarán tres categorías de acciones de acuerdo con la duración en que obran sobre la estructura.

I. Acciones permanentes. Son las que obran sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo;

II. Acciones variables. Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable en el tiempo; y,

III. Acciones accidentales. Son las que no se deben al funcionamiento propio de la construcción y que pueden alcanzar valores significativos sólo en instantes de la vida de la estructura.

Art. 210: Acciones permanentes.- Comprende:

I. Carga muerta. Debida al peso propio de la estructura, al peso de los elementos no estructurales incluyendo las instalaciones, al peso del equipo que ocupe una posición fija y permanente en la construcción, y al peso estimado de futuros elementos no estructurales que puedan colocarse posteriormente.

II. El empuje estático de tierras y líquidos de carácter permanente.

Art. 211: Acciones variables.- Comprende:

I. Carga viva. Representa las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente, como el peso de las personas que habitan una construcción.

II. Efectos causados por cambios de temperatura y por contracciones.

III. Acciones dinámicas que maquinaria y equipo induzcan en las estructuras.

Art. 212: Acciones accidentales.- Comprende:

I. Sismo. Son las acciones dinámicas o sus equivalentes estáticas debidas a sismos.

II. viento. Son las acciones estáticas y dinámicas debidas al viento. (Sólo se tomarán en cuenta cuando la localización o el tipo de estructura lo amerite.)

Art. 215: Combinaciones de acciones.- Como menciona el art.208 se deben considerar el efecto combinado de acciones, como son:

I. Combinaciones que incluyan acciones permanentes y variables. Se considerará la de carga muerta más carga viva. Se empleará en este caso la intensidad máxima W_m de la carga viva del art.227, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área.

II. Combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales. Se considerarán todas las acciones permanentes (carga muerta) , las acciones variables (carga viva) con sus valores instantáneos W_a del art.227, y únicamente una acción accidental en cada combinación.

III.1 ESPECIFICACIONES DE CARGA.

A continuación se presenta un análisis de las acciones que obran sobre la estructura. En él se muestra el desglose de la carga muerta que obra en cada planta, considerando una losa aligerada con un peralte de 40 cm. en todos los niveles. Se escogió el tipo de losa aligerada debido a la magnitud del área que debe cubrir cada tablero según el proyecto arquitectónico, y en base a los siguientes parámetros:

Peralte de losa.

- Losa maciza : $3 \text{ m}^2 \leq A \leq 30 \text{ m}^2$ 0.02L
- Losa aligerada : $30 \text{ m}^2 \leq A \leq 100 \text{ m}^2$ (0.04 a 0.06)L

Donde:

A.- Area que cubre el tablero.

L.- Cíaro mayor del tablero.

Para la evaluación de los pesos volumétricos de los materiales se emplearon los valores máximos señalados en el art.223 según lo indica el mismo artículo.

En lo que respecta a la evaluación de la carga viva, el art. séptimo de las normas de emergencia nos señala: "Para el diseño de edificios destinados a oficinas, las cargas vivas que marca el art. 227 del Reglamento se tomarán como sigue: $W = 140 \text{ kg/m}^2$; $W_a = 180 \text{ kg/m}^2$ y $W_m = 120 + 420 A^{-1/2}$ pero no menor de 250 kg/m^2 ."

Debido a que el análisis no comprenderá la cimentación, sólo se muestran los valores de carga viva máxima (W_m) y carga viva instantánea (W_a). En el caso en el que cierta área de una planta no se destine a oficinas, se tomarán los valores de carga viva que nos indica el Art. 227 del reglamento de construcciones.

"Planta de azotea de servicios,"

	a) Carga muerta (kg/m ²)
1. Losa aligerada. 0.65 (0.40m x 2400kg/m ³) =	624.00
2. Tezontle. 0.10m x 1250kg/m ³ =	125.00
3. Fino. 0.03m x 2100kg/m ³ =	63.00
4. Impermeabilizante. =	20.00
5. Enladrillado. 0.05m x 2200kg/m ³ =	110.00
6. Lechadeo. 0.02m x 2100kg/m ³ =	42.00

b) Carga viva. -

$$w_m = 100 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad w_a = 70 \text{ kg/m}^2$$

"Planta de azotea,"Cargas uniformes. - (kg/m²)

	a) Carga muerta
1. Losa aligerada. 0.65 (0.40m x 2400kg/m ³) =	624.00
2. Tezontle. 0.10m x 1250kg/m ³ =	125.00
3. Fino. 0.03m x 2100kg/m ³ =	63.00
4. Impermeabilizante. =	20.00
5. Enladrillado. 0.05m x 2200kg/m ³ =	110.00
6. Lechadeo. 0.02m x 2100kg/m ³ =	42.00
7. Falso plafón. =	50.00
8. Firme. 0.06m x 2100kg/m ³ =	126.00
9. Escaleras. =	569.00

Cargas lineales. - (kg/m²)

1. Muro divisorio. 0.14m x 2000kg/m ³ =	280.00
2. Aplanado de yeso. 0.02m x 1500kg/m ³ =	30.00

3. Pretel de concreto. $0.10m \times 2400kg/m^3$	=	240.00
4. Canceleria de aluminio.	=	20.00
5. Cristal. $0.008m \times 3100kg/m^3$	=	24.80
b. Elevador.	=	4000.00 kg

b) Carga viva.-

$$w_m = 100 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad w_a = 70 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Escaleras: } w_m = 150 + 200(53)^{1/2} = 177.47 \text{ kg/m}^2$$

$$w_a = 150 \text{ kg/m}^2$$

"Planta tipo."

Cargas uniformes.- (kg/m²)

a) Carga Muerta

1. Losa aligerada. $0.65(0.40m \times 2400kg/m^3)$	=	624.00
2. Firme. $0.06m \times 2100kg/m^3$	=	126.00
3. Placas de mármol. $0.02m \times 2600kg/m^3$	=	52.00
4. Falso plafón.	=	50.00
5. Loleta de barro Sta. Julia.	=	45.00
b. Escaleras.	=	569.00

Cargas lineales.- (kg/m²)

1. Muro divisorio. $0.14m \times 2000kg/m^3$	=	280.00
2. Aplanado de yeso. $0.02m \times 1500kg/m^3$	=	30.00
3. Triplay de pino 3/4". $0.02m \times 650kg/m^3$	=	13.00
4. Canceleria de aluminio.	=	20.00
5. Cristal. $0.008m \times 3100 \text{ kg/m}^3$	=	24.80
c. Azulejo.	=	15.00

b) Carga viva.-

$$W_m = 120 + 420(35.35)^{-1/2} = 190.69 \times 250 \text{ kg/m}^2$$

$$W_a = 180 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Escaleras y vestíbulo: } W_m = 150 + 600(53)^{-1/2} = 232.42 \text{ kg/m}^2$$

$$W_a = 150 \text{ kg/m}^2$$

III.2 PLANOS DE BAJADA DE CARGAS.

En base a las especificaciones de carga obtenidas para cada planta, se procede a elaborar los planos de bajada de cargas respectivos, esto para facilitar el desarrollo de una tabla que será de gran utilidad posteriormente para el análisis y obtención de los elementos mecánicos producidos tanto por cargas verticales como horizontales.

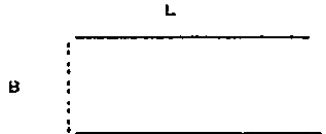
El criterio general para bajar las cargas será el siguiente:

Caso 1.

$$\text{Si } 0 \leq L/B \leq 1.5$$

$$W_{cc} = wB^2/4$$

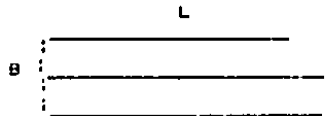
$$W_{cL} = W_{cc} (2/m - 1)$$



Caso 2.

$$\text{Si } L/B > 1.5$$

$$W_{cL} = wLB/2$$



Donde:

w : Carga uniforme en kg/m^2

L : Claro largo del tablero.

B : Claro corto del tablero.

m : B/L

W_{cc} : Carga total en claro corto en kg.

W_{cl} : Carga total en claro largo en kg.

Para el caso de cargas lineales o puntuales, como es el caso de muros o maquinaria en específico, se distribuirán éstas estáticamente entre las columnas más cercanas.

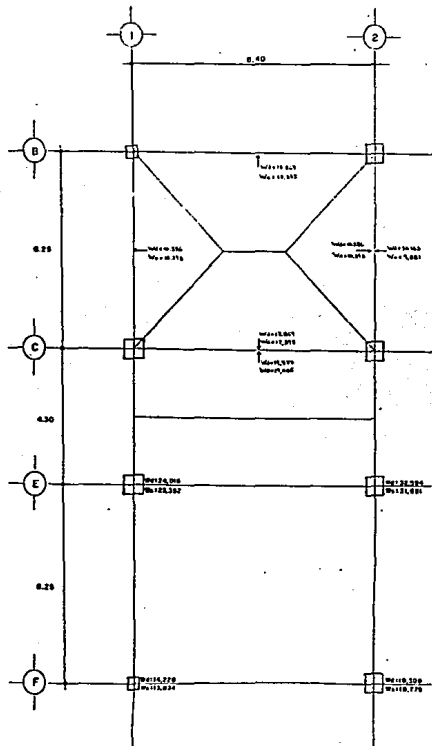
Como se observa en los planos, debido a que el edificio posee un eje de simetría que pasa por el eje D, el desarrollo de como bajan las cargas se muestra del eje A al U, y los resultados finales de las cargas que bajan por cada columna del eje D al G.

También se puede observar que tanto en el desarrollo como en los resultados finales aparecen dos tipos de carga W_d y W_s , esto se debe al tipo de combinación de acciones que se realizó, siendo así:

W_d : Carga muerta + carga viva máxima.

W_s : Carga muerta + carga viva instantánea.

A continuación se muestran los planos de bajada de cargas.

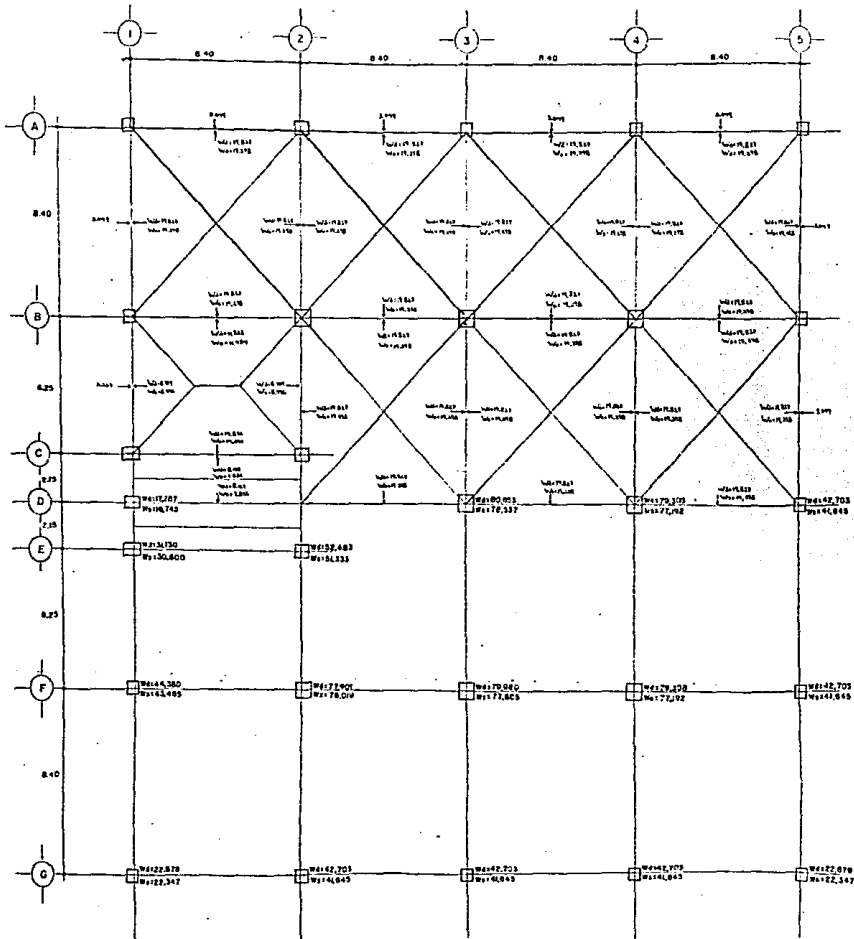


BAJADA DE CARGAS

PLANTA AZOTEA DE SERVICIOS.

CARGAS/MI EN KG.

UNIVERSIDAD ANAHUAC. INGENIERIA CIVIL.	
EDIFICIO DE OFICINAS.	
TORO CALZADA RUBEN E.	
ESC. 1:50	ACOT. : MT.

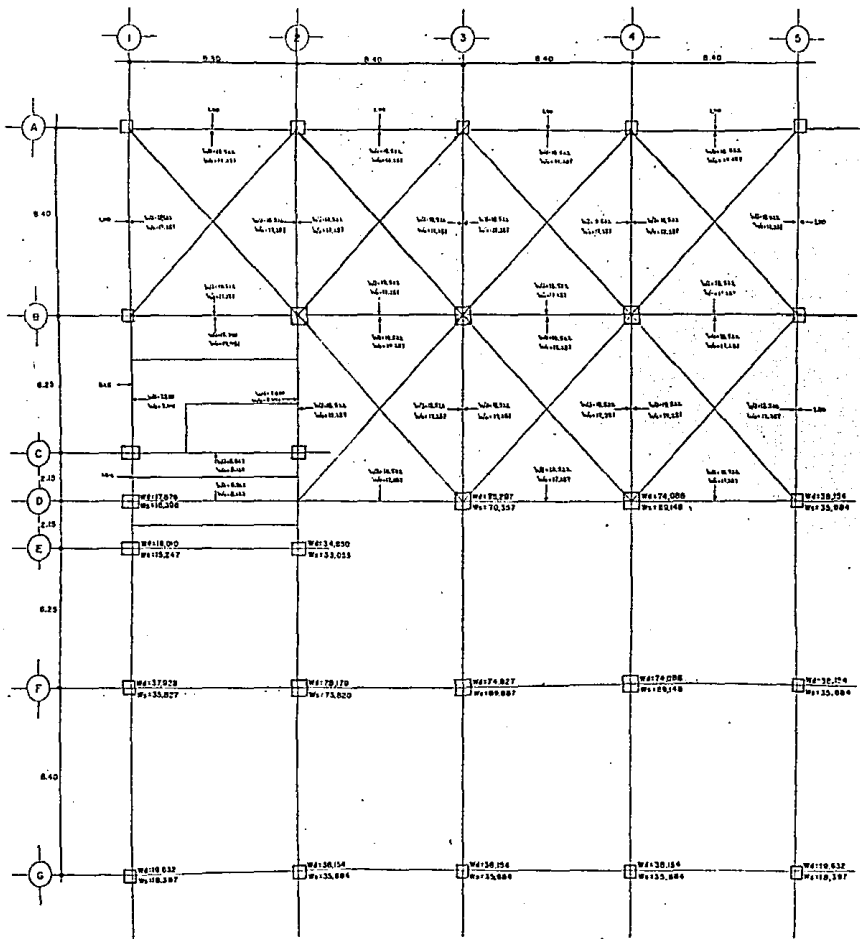


BAJADA DE CARGAS

PLANTA AZOTEA.

CARGAS (W) EN KG.

UNIVERSIDAD ANAHUAC. INGENIERIA CIVIL.	
EDIFICIO DE OFICINAS.	
TORO CALZADA RUBEN E.	
ESC. 1-75	ACOT. :MT.



BAJADA DE CARGAS

PLANTA TIPO.

CARGAS(W) EN KG.

UNIVERSIDAD ANAHUAC.
INGENIERIA CIVIL.

EDIFICIO DE OFICINAS.

TORO CALZADA RUBEN E.

ESC. 1:75

ACOT.:MT.

III.3 TABLA DE BAJADA DE CARGAS. SECCIONES DE COLUMNAS.

En el desarrollo de la tabla de bajada de cargas aparecen los dos tipos de combinación de cargas, w_d y w_s (acumulados); en cada nivel se anotará el peso de las columnas que corresponderá acumular, por lo tanto en el nivel superior no habrá peso de columnas (w_{col}) que acumular.

Debido a que las plantas de azotea de servicios, azotea, y tipo, producen diferentes magnitudes de carga, será necesario anotar estas en la tabla. Se hace la observación que dado que del nivel 10 al nivel 1 corresponden a la planta tipo, no será necesario anotar la magnitud acumulable de dicha planta, por lo que solo se anotará el peso de columnas correspondiente y los w_d y w_s acumulados.

Para obtener el peso de las columnas en cada nivel es necesario analizar simultáneamente las secciones requeridas de estas para soportar la carga que se les aplicará. Para llevar a cabo esto, se tomará el siguiente criterio:

$$F'c \text{ de columnas} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = P/\sigma ; \sigma = 0.25 F'c$$

Donde:

A.- Area de la sección de la columna. (cm^2)

P.- Carga aplicada a la columna. (kg)

Para obtener el peso propio de las columnas se considerará su peso volumetrico = 2.40 ton/m^3 .

A continuación se presenta la lista de columnas y sus secciones correspondientes. Las secciones se darán anotando la magnitud en el sentido del eje de las X^s (Letras); por la magnitud en el eje de las Y^s (Números); estas se darán en centímetros.

Posteriormente se muestra la tabla de bajada de cargas; las magnitudes estarán en toneladas.

SECCIONES DE COLUMNAS.-

Nivel de azotea,

<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>	<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>	<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>
B-1,F-1 50 x 40	B-2,F-2 50 x 40	C-1,E-1 50 x 30
C-2,E-2 50 x 30		

Nivel 10 y 8,

<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>	<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>	<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>
A-1,G-1 50 x 50	A-2,G-2 50 x 50	A-3,G-3 50 x 50
A-4,G-4 50 x 50	A-5,G-5 50 x 50	B-1,F-1 50 x 50
B-2,F-2 70 x 70	B-3,F-3 70 x 70	B-4,F-4 70 x 70
B-5,F-5 50 x 50	C-1,E-1 50 x 30	C-2,E-2 70 x 40
D-1 30 x 30	D-3 70 x 70	D-4 70 x 70
D-5 50 x 50		

Nivel 7 y 6,

<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>	<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>	<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>
A-1,G-1 60 x 60	A-2,G-2 60 x 60	A-3,G-3 60 x 60
A-4,G-4 60 x 60	A-5,G-5 60 x 60	B-1,F-1 60 x 60
B-2,F-2 90 x 90	B-3,F-3 80 x 80	B-4,F-4 80 x 80
B-5,F-5 60 x 60	C-1,E-1 50 x 40	C-2,E-2 80 x 50
D-1 50 x 30	D-3 80 x 80	D-4 80 x 80
D-5 60 x 60		

Nivel 5 y 4:

<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>	<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>	<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>
A-1,G-1 70 x 70	A-2,G-2 70 x 70	A-3,G-3 70 x 70
A-4,G-4 70 x 70	A-5,G-5 70 x 70	B-1,F-1 70 x 70
B-2,F-2 100 x 100	B-3,F-3 100 x 100	B-4,F-4 100 x 100
B-5,F-5 70 x 70	C-1,E-1 70 x 40	C-2,E-2 60 x 60
D-1 50 x 40	D-3 100 x 100	D-4 100 x 100
D-5 70 x 70		

Nivel 3 y 2:

<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>	<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>	<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>
A-1,G-1 80 x 80	A-2,G-2 80 x 80	A-3,G-3 80 x 80
A-4,G-4 80 x 80	A-5,G-5 80 x 80	B-1,F-1 80 x 80
B-2,F-2 115 x 115	B-3,F-3 110 x 110	B-4,F-4 110 x 110
B-5,F-5 80 x 80	C-1,E-1 70 x 50	C-2,E-2 80 x 80
D-1 70 x 40	D-3 110 x 110	D-4 110 x 110
D-5 80 x 80		

Nivel 1 y P.B.:

<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>	<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>	<u>Columnas</u> - <u>Sección</u>
A-1,G-1 90 x 90	A-2,G-2 90 x 90	A-3,G-3 90 x 90
A-4,G-4 90 x 90	A-5,G-5 90 x 90	B-1,F-1 90 x 90
B-2,F-2 125 x 125	B-3,F-3 120 x 120	B-4,F-4 120 x 120
B-5,F-5 90 x 90	C-1,E-1 80 x 50	C-2,E-2 90 x 90
D-1 80 x 40	D-3 120 x 120	D-4 120 x 120
D-5 90 x 90		

TABLA DE BAJADA DE CARGAS.-

"Cargas en toneladas".

Cols.	N.A. Servicios		Nivel de Azotea.				
	wd	ws	wd	ws	wcol	wd acum.	ws acum.
A,G-1	-	-	22.88	22.35	-	22.88	22.35
A,G-2	-	-	42.70	41.65	-	42.70	41.65
A,G-3	-	-	42.70	41.65	-	42.70	41.65
A,G-4	-	-	42.70	41.65	-	42.70	41.65
A,G-5	-	-	22.88	22.35	-	22.88	22.35
B,F-1	14.23	13.83	44.38	43.47	1.58	60.19	58.88
B,F-2	19.31	18.78	77.90	76.02	1.58	98.79	96.38
B,F-3	-	-	79.98	77.87	-	79.98	77.87
B,F-4	-	-	79.30	77.19	-	79.30	77.19
B,F-5	-	-	42.70	41.65	-	42.70	41.65
C,E-1	24.02	23.35	31.13	30.60	1.19	56.34	55.14
C,E-2	32.59	31.69	52.48	51.33	1.19	86.26	84.21
D-1	-	-	17.29	16.75	-	17.29	16.75
D-3	-	-	80.65	78.54	-	80.65	78.54
D-4	-	-	79.31	77.19	-	79.31	77.19
D-5	-	-	42.70	41.65	-	42.70	41.65

Cols.	Nivel 10.					Nivel 2.		
	wd	ws	wcol	wd acum.	ws acum.	wcol	wd acum.	ws acum.
A,G-1	19.63	18.40	1.98	44.49	42.73	1.98	66.10	63.11
A,G-2	38.15	35.68	1.98	82.83	79.31	1.98	122.96	116.97
A,G-3	38.15	35.68	1.98	82.83	79.31	1.98	122.96	116.97
A,G-4	38.15	35.68	1.98	82.83	79.31	1.98	122.96	116.97
A,G-5	19.63	18.40	1.98	44.49	42.73	1.98	66.10	63.11
B,F-1	37.93	35.83	1.98	100.10	96.69	1.98	140.01	134.50
B,F-2	78.18	73.82	3.88	180.85	174.08	3.88	262.91	251.78
B,F-3	74.83	69.89	3.88	158.69	151.64	3.88	237.40	215.41
B,F-4	74.09	69.15	3.88	157.27	150.22	3.88	235.24	223.25
B,F-5	38.15	35.68	1.98	82.83	79.31	1.98	122.96	116.97
C,E-1	16.01	15.25	1.19	73.54	71.58	1.19	90.74	88.02
C,E-2	34.65	33.05	2.22	123.13	119.48	2.22	160.00	154.75
D-1	17.87	16.40	0.71	35.87	33.86	0.71	54.45	50.97
D-3	75.30	70.36	3.88	159.83	152.76	3.88	239.01	227.02
D-4	74.09	69.15	3.88	157.28	150.22	3.88	235.25	223.25
D-5	38.15	35.68	1.98	82.83	79.31	1.98	122.96	116.97

Cols,	Nivel 8			Nivel 7		
	wcol	wd acum.	ws acum.	wcol	wd acum.	ws acum.
A,G-1	1.98	87.71	83.49	2.85	110.19	104.74
A,G-2	1.98	163.09	154.63	2.85	204.09	193.16
A,G-3	1.98	163.09	154.63	2.85	204.09	193.16
A,G-4	1.98	163.09	154.63	2.85	204.09	193.16
A,G-5	1.98	87.71	83.49	2.85	110.19	104.74
B,F-1	1.98	179.92	172.31	2.85	220.70	210.99
B,F-2	3.88	344.97	329.48	6.42	429.55	409.70
B,F-3	3.88	316.11	289.18	5.07	396.01	364.14
B,F-4	3.88	313.21	296.28	5.07	392.37	370.50
B,F-5	1.98	163.09	154.63	2.85	204.09	193.16
C,E-1	1.19	107.94	104.46	1.58	125.53	121.29
C,E-2	2.22	196.87	190.02	3.17	234.69	226.24
D-1	0.71	73.03	68.08	1.19	92.09	85.67
D-3	3.88	318.19	301.26	5.07	398.56	376.69
D-4	3.88	313.22	296.28	5.07	392.38	370.50
D-5	1.98	163.09	154.63	2.85	204.09	193.16

Cols,	Nivel 6			Nivel 5		
	wcol	wd acum.	ws acum.	wcol	wd acum.	ws acum.
A,G-1	2.85	132.67	125.99	3.88	156.18	148.27
A,G-2	2.85	245.09	231.69	3.88	287.12	271.25
A,G-3	2.85	245.09	231.69	3.88	287.12	271.25
A,G-4	2.85	245.09	231.69	3.88	287.12	271.25
A,G-5	2.85	132.67	125.99	3.88	156.18	148.27
B,F-1	2.85	261.48	249.67	3.88	303.29	289.38
B,F-2	6.42	514.13	489.92	7.92	600.23	571.66
B,F-3	5.07	475.91	439.10	7.92	558.66	516.91
B,F-4	5.07	471.53	444.72	7.92	553.54	521.79
B,F-5	2.85	245.09	231.69	3.88	287.12	271.25
C,E-1	1.58	143.12	138.12	2.22	161.35	155.59
C,E-2	3.17	272.51	262.46	3.80	310.96	299.31
D-1	1.19	111.15	103.26	1.58	130.60	121.24
D-3	5.07	478.93	452.12	7.92	562.15	530.40
D-4	5.07	471.54	444.72	7.92	553.55	521.79
D-5	2.85	245.09	231.69	3.88	287.12	271.25

Cols:	Wcol	Nivel 4		Wcol	Nivel 3	
		wd acum.	ws acum.		wd acum.	ws acum.
A,G-1	3.88	179.69	170.55	5.07	204.39	194.02
A,G-2	3.88	329.15	310.81	5.07	372.37	351.56
A,G-3	3.88	329.15	310.81	5.07	372.37	351.56
A,G-4	3.88	329.15	310.81	5.07	372.37	351.56
A,G-5	3.88	179.69	170.55	5.07	204.39	194.02
B,F-1	3.88	345.10	329.09	5.07	388.10	369.99
B,F-2	7.92	686.33	653.40	10.47	774.98	737.69
B,F-3	7.92	641.41	594.72	9.58	725.82	674.19
B,F-4	7.92	635.55	598.86	9.58	719.22	677.59
B,F-5	3.88	329.15	310.81	5.07	372.37	351.56
C,E-1	2.22	179.58	173.06	2.77	198.36	191.08
C,E-2	3.80	349.41	336.16	5.07	389.13	374.20
D-1	1.58	150.05	139.22	2.22	170.14	157.84
D-3	7.92	645.37	608.68	9.58	730.25	688.62
D-4	7.92	635.56	598.86	9.58	719.23	677.59
D-5	3.88	329.15	310.81	5.07	372.37	351.56

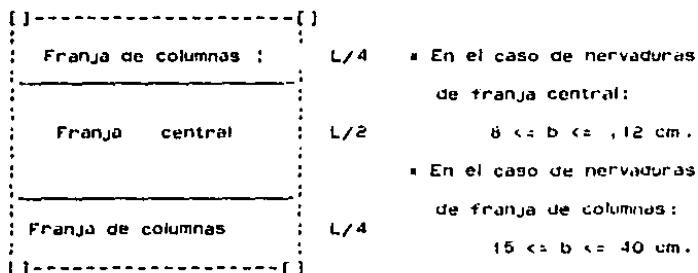
Cols:	Wcol	Nivel 2		Wcol	Nivel 1	
		wd acum.	ws acum.		wd acum.	ws acum.
A,G-1	5.07	229.09	217.49	6.42	255.14	242.31
A,G-2	5.07	415.59	392.31	6.42	460.16	434.41
A,G-3	5.07	415.59	392.31	6.42	460.16	434.41
A,G-4	5.07	415.59	392.31	6.42	460.16	434.41
A,G-5	5.07	229.09	217.49	6.42	255.14	242.31
B,F-1	5.07	431.10	410.89	6.42	475.45	453.14
B,F-2	10.47	863.63	821.98	12.38	954.19	908.18
B,F-3	9.58	810.23	753.66	11.40	896.46	834.95
B,F-4	9.58	802.89	756.32	11.40	888.38	836.87
B,F-5	5.07	415.59	392.31	6.42	460.16	434.41
C,E-1	2.77	217.14	209.10	3.17	236.32	227.52
C,E-2	5.07	423.85	412.40	6.42	469.92	451.87
D-1	2.22	190.23	176.46	2.53	210.63	195.39
D-3	9.58	815.13	768.56	11.40	901.83	850.32
D-4	9.58	802.90	756.32	11.40	888.39	836.87
D-5	5.07	415.59	392.31	6.42	460.16	434.41

IV. CARGAS VERTICALES.-

IV.1 RIGIDECES DE TRABES EQUIVALENTES Y COLUMNAS.-

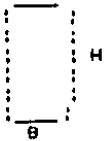
Debido a que la estructuración elegida fue a base de columnas y losas planas, se deberá seguir la hipótesis del inciso 4.3.6.b de las normas complementarias de diseño del reglamento de construcciones, No.401, editadas por la UNAM. Esta hipótesis supone que la estructura se divide en marcos ortogonales, cada uno de ellos formado por una fila de columnas y franjas de losa con ancho igual a la suma del ancho de las nervaduras que se encuentran en las franjas de columnas adyacentes al eje de columnas considerado.

Para el caso de una distribución previa de casetones (los cuales aligerarán la losa) y por consiguiente, de la definición de los anchos de las nervaduras respectivas, se procederá con el siguiente criterio:



Donde : b = ancho de la nervadura.

Por lo anterior, la sección de las traves equivalentes en los marcos considerados quedará de la siguiente manera;



Donde $B = \Sigma b$ de franja de columnas.

$H =$ Peralte de la losa.

con excepción de aquellas traves en las que la dimensión de B sea mayor a $C_2 + 3H$, como señala el art. décimo segundo de las normas de emergencia; sustituyéndose en este caso el valor de $B = \Sigma b$ por $B = C_2 + 3H$. Donde C_2 será la dimensión de la columna en dirección del ancho equivalente y H el peralte de la losa.

A continuación se muestran los planos de distribución de casetones en base a los cuales se obtuvieron las dimensiones de las traves equivalentes y por consiguiente sus rigideces. Posteriormente se mostrará la tabla de rigideces tanto de columnas como de traves. En ella se incluirá una columna con rigideces relativas a $(I) = 686 \text{ cm}^3$; ésto para facilitar posteriormente el análisis estructural de los marcos.

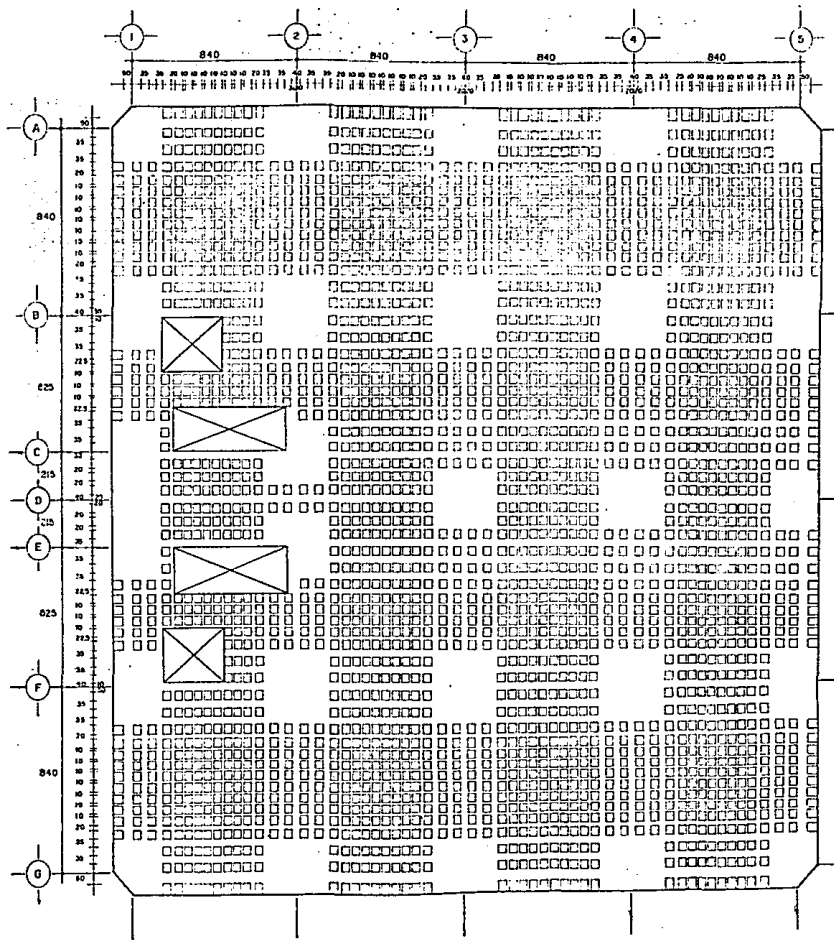
Se recuerda que : $k = I/L$

Donde

I : Momento de inercia centroidal de la sección considerada.
 $I = bh^3/12$. En el caso de traves, b será el ancho equivalente y h el peralte de la losa. En el caso de columnas, b será la

dimensión perpendicular al eje del marco considerado y h la dimensión paralela al eje.

L : Longitud del elemento. En el caso de trabes, L será la longitud del claro considerado. En el caso de columnas, L será la altura de entrepiso.



DISTRIBUCION DE CASETONES.

PLANTA TIPO.

CASETONES DE 40x40

UNIVERSIDAD ANAHUAC.
INGENIERIA CIVIL.

EDIFICIO DE OFICINAS.

TORO CALZADA RUBEN E.

ESC. 1-73

ACOT. :CM

RIGIDECES DE TRABES Y COLUMNAS.-

MARCO 1.

Columnas:

(I) = 666

<u>Eje:</u>	<u>Entrepiso:</u>	<u>Sección:</u>	<u>K_c/L (cm³)</u>	<u>(K_c) Relativa:</u>
A,G	Az, 10,9	50 x 50	1,578	2.3
A,G	8,7	60 x 60	3,273	4.8
A,G	6,5	70 x 70	6,063	8.8
A,G	4,3	80 x 80	10,343	15.1
A,G	2	90 x 90	16,568	24.2
A,G	1	90 x 90	13,669	19.9
B,F	Servicios	50 x 40	860	1.3
B,F	Az, 10,9	50 x 50	1,578	2.3
B,F	8,7	60 x 60	3,273	4.8
B,F	6,5	70 x 70	6,063	8.8
B,F	4,3	80 x 80	10,343	15.1
B,F	2	90 x 90	16,568	24.2
B,F	1	90 x 90	13,669	19.9
C,E	Servicios	50 x 30	363	0.5
C,E	Az, 10,9	50 x 30	341	0.5
C,E	8,7	50 x 40	808	1.2
C,E	6,5	70 x 40	1,131	1.6
C,E	4,3	70 x 50	2,210	3.2
C,E	2	80 x 50	2,525	3.7
C,E	1	80 x 50	2,083	3.0
D	Az, 10,9	30 x 30	205	0.3
D	8,7	50 x 30	341	0.5
D	6,5	50 x 40	808	1.2
D	4,3	70 x 40	1,131	1.6
D	2	80 x 40	1,293	1.9
D	1	80 x 40	1,067	1.6

Trabes:

<u>Claro:</u>	<u>Entrepiso:</u>	<u>Sección:</u>	<u>K_t/L (cm³)</u>	<u>(K_t) Relativa:</u>
A,G-B,F	Azotea	145 x 40	921	1.3
A,G-B,F	10 a 1	140 x 40	889	1.3
B,F-C,E	Servicios	120 x 40	1,024	1.5
B,F-C,E	Azotea	145 x 40	1,237	1.8
B,F-C,E	10 a 1	140 x 40	1,195	1.7
C-E	Servicios	120 x 40	1,488	2.2
C,E-D	Azotea	145 x 40	1,798	2.6
C,E-D	10 a 1	140 x 40	1,736	2.5

MARCO 2.

Columnas:

<u>Eje:</u>	<u>Entrepiso:</u>	<u>Sección:</u>	<u>K=I/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa:</u>
A,G	Az, 10, 9	50 x 50	1,578	2.3
A,G	8,7	60 x 60	3,273	4.6
A,G	6,5	70 x 70	6,063	8.8
A,G	4,3	80 x 80	10,343	15.1
A,G	2	90 x 90	16,568	24.2
A,G	1	90 x 90	13,669	19.9
B,F	Servicios	50 x 40	660	1.3
B,F	Az, 10, 9	70 x 70	6,063	8.8
B,F	8,7	90 x 90	16,568	24.2
B,F	6,5	100 x 100	25,253	36.8
B,F	4,3	115 x 115	44,167	64.4
B,F	2	125 x 125	61,652	89.9
B,F	1	125 x 125	50,863	74.1
C,E	Servicios	50 x 30	363	0.5
C,E	Az, 10, 9	70 x 40	1,131	1.6
C,E	8,7	80 x 50	2,525	3.7
C,E	6,5	80 x 60	4,364	6.4
C,E	4,3	80 x 80	10,343	15.1
C,E	2	90 x 90	16,568	24.2
C,E	1	90 x 90	13,669	19.9

Trapes:

<u>Claro:</u>	<u>Entrepiso:</u>	<u>Sección:</u>	<u>K=I/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa:</u>
A,G-B,F	Azotea	180 x 40	1,143	1.7
A,G-B,F	10, 9	170 x 40	1,079	1.6
A,G-B,F	8, 7	180 x 40	1,143	1.7
A,G-B,F	6, 5	190 x 40	1,206	1.8
A,G-B,F	4 a 1	200 x 40	1,270	1.9
B,F-C,E	Servicios	120 x 40	1,024	1.5
B,F-C,E	Azotea	180 x 40	1,536	2.2
B,F-C,E	10 a 1	100 x 40	853	1.2
C-E	Servicios	120 x 40	1,488	2.2
C-E	Azotea	180 x 40	2,233	3.3
C-E	10, 9, 8, 7	190 x 40	2,357	3.4
C-E	6 a 1	200 x 40	2,481	3.6

MARCOS 3 Y 4.

Columnas,

<u>Eje,</u>	<u>Entrepiso,</u>	<u>Sección,</u>	<u>K=I/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa,</u>
A,G	Az, 10,9	50 x 50	1,578	2.3
A,G	8,7	60 x 60	3,273	4.8
A,G	6,5	70 x 70	6,063	8.8
A,G	4,3	80 x 80	10,343	15.1
A,G	2	90 x 90	16,568	24.2
A,G	1	90 x 90	13,669	19.9
B,F	Az, 10,9	70 x 70	6,063	8.8
B,F	8,7	80 x 80	10,343	15.1
B,F	6,5	100 x 100	25,253	36.8
B,F	4,3	110 x 110	36,972	53.9
B,F	2	120 x 120	52,364	76.3
B,F	1	120 x 120	43,200	63.0
D	Az, 10,9	70 x 70	6,063	8.8
D	8,7	80 x 80	10,343	15.1
D	6,5	100 x 100	25,253	36.8
D	4,3	110 x 110	36,972	53.9
D	2	120 x 120	52,364	76.3
D	1	120 x 120	43,200	63.0

Trapes,

<u>Claro,</u>	<u>Entrepiso,</u>	<u>Sección,</u>	<u>K=I/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa,</u>
A,G-B,F	Az, 10,9	170 x 40	1,079	1.6
A,G-B,F	8 a 1	180 x 40	1,143	1.7
B,F-D	Az a 1	180 x 40	1,143	1.7

MARCO 5.

Columnas,

<u>Ejes,</u>	<u>Entrepiso,</u>	<u>Sección,</u>	<u>K=I/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa,</u>
A,B,D,F	Az, 10,9	50 x 50	1,578	2.3
"	8,7	60 x 60	3,273	4.8
"	6,5	70 x 70	6,063	8.8
"	4,3	80 x 80	10,343	15.1
"	2	90 x 90	16,568	24.2
"	1	90 x 90	13,669	19.9

Trapes,

<u>Claro,</u>	<u>Entrepiso,</u>	<u>Sección,</u>	<u>K=I/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa,</u>
A,G-B,F	Az a 1	145 x 40	921	1.3
B,F-D	Az a 1	145 x 40	921	1.3

MARCOS A Y G.

Columnas:

<u>Ejes</u>	<u>Entrepiso:</u>	<u>Sección:</u>	<u>K=l/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa:</u>
1 a 5	Az, 10, 9	50 x 50	1,578	2.3
1 a 5	8, 7	60 x 60	3,273	4.8
1 a 5	6, 5	70 x 70	6,063	8.8
1 a 5	4, 3	80 x 80	10,343	15.1
1 a 5	2	90 x 90	16,568	24.2
1 a 5	1	90 x 90	13,669	19.9

Trabes:

<u>Claras:</u>	<u>Entrepiso:</u>	<u>Sección:</u>	<u>K=l/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa:</u>
1 a 5	Az a 1	140 x 40	889	1.3

MARCOS B Y F.

Columnas:

<u>Eje:</u>	<u>Entrepiso:</u>	<u>Sección:</u>	<u>K=l/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa:</u>
1	Servicios	40 x 50	1,344	2.0
1	Az, 10, 9	50 x 50	1,578	2.3
1	8, 7	60 x 60	3,273	4.8
1	6, 5	70 x 70	6,063	8.8
1	4, 3	80 x 80	10,343	15.1
1	2	90 x 90	16,568	24.2
1	1	90 x 90	13,669	19.9
2	Servicios	40 x 50	1,344	2.0
2	Az, 10, 9	70 x 70	6,063	8.8
2	8, 7	90 x 90	16,568	24.2
2	6, 5	100 x 100	25,253	36.8
2	4, 3	115 x 115	44,167	64.4
2	2	125 x 125	61,652	89.9
2	1	125 x 125	50,863	74.1
3 y 4	Az, 10, 9	70 x 70	6,063	8.8
3 y 4	8, 7	80 x 80	10,343	15.1
3 y 4	6, 5	100 x 100	25,253	36.8
3 y 4	4, 3	110 x 110	36,972	53.9
3 y 4	2	120 x 120	52,364	76.3
3 y 4	1	120 x 120	43,200	63.0
5	Az, 10, 9	50 x 50	1,578	2.3
5	8, 7	60 x 60	3,273	4.8
5	6, 5	70 x 70	6,063	8.8
5	4, 3	80 x 80	10,343	15.1
5	2	90 x 90	16,568	24.2
5	1	90 x 90	13,669	19.9

Trazos:

<u>Claros:</u>	<u>Entrepiso:</u>	<u>Sección:</u>	<u>K=I/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa:</u>
1 a 2	Servicios	108 x 40	686	1.0
1 a 5	Az a 1	180 x 40	1,143	1.7

MARCOS C Y E.

Columnas:

<u>Eje:</u>	<u>Entrepiso:</u>	<u>Sección:</u>	<u>K=I/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa:</u>
1	Servicios.	30 x 50	1,008	1.5
1	Az, 10, 9	30 x 50	947	1.4
1	8, 7	40 x 50	1,263	1.8
1	6, 5	40 x 70	3,465	5.1
1	4, 3	50 x 70	4,331	6.3
1	2	50 x 80	6,465	9.4
1	1	50 x 80	5,333	7.8
2	Servicios.	30 x 50	1,008	1.5
2	Az, 10, 9	40 x 70	3,465	5.1
2	8, 7	50 x 80	6,465	9.4
2	6, 5	60 x 80	7,758	11.3
2	4, 3	80 x 80	10,343	15.1
2	2	90 x 90	16,568	24.2
2	1	90 x 90	13,669	19.9

Trazos:

<u>Claro:</u>	<u>Entrepiso:</u>	<u>Sección:</u>	<u>K=I/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa:</u>
1 a 2	Servicios	140 x 40	889	1.3
1 a 2	Az a 1	125 x 40	794	1.2

MARCO D.

Columnas:

<u>Eje,</u>	<u>Entrepiso,</u>	<u>Sección,</u>	<u>K=I/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa,</u>
1	Az, 10, 9	30 x 30	205	0.3
1	8, 7	30 x 50	947	1.4
1	6, 5	40 x 50	1, 263	1.8
1	4, 3	40 x 70	3, 465	5.1
1	2	40 x 80	5, 172	7.5
1	1	40 x 80	4, 267	6.2
3 y 4	Az, 10, 9	70 x 70	6, 063	8.8
3 y 4	8, 7	80 x 80	10, 343	15.1
3 y 4	6, 5	100 x 100	25, 253	36.8
3 y 4	4, 3	110 x 110	36, 972	53.9
3 y 4	2	120 x 120	52, 364	76.3
3 y 4	1	120 x 120	43, 200	63.0
5	Az, 10, 9	50 x 50	1, 578	2.3
5	8, 7	60 x 60	3, 273	4.8
5	6, 5	70 x 70	6, 063	8.8
5	4, 3	80 x 80	10, 343	15.1
5	2	90 x 90	16, 568	24.2
5	1	90 x 90	13, 669	19.9

Trabes:

<u>Claro,</u>	<u>Entrepiso,</u>	<u>Sección,</u>	<u>K=I/L (cm³)</u>	<u>(K) Relativa,</u>
1 a 3	Az a 1	80 x 40	508	0.7
3 a 4	Az a 1	180 x 40	1, 143	1.7
4 a 5	Az a 1	180 x 40	1, 143	1.7

IV.2 ANALISIS DE MARCOS ANTE CARGAS VERTICALES.-
(CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAX.)

Para el análisis y obtención de los elementos mecánicos ocasionados por la carga muerta más la carga viva máxima (Wd), aplicadas en los distintos marcos, se utilizará el método de Hardy Cross de distribución de momentos, realizando las simplificaciones posibles en los marcos que lo permitan.

El método de distribución de momentos puede reducirse a los siguientes pasos:

- 1) Calcular momentos de empotramiento en los extremos de cada pieza de la estructura considerándolas como doblemente empotradas.
- 2) Sumar algebraicamente los valores de los momentos de empotramiento de los extremos de las piezas que concurren en un nudo.
- 3) Distribuir entre las piezas que concurren en el nudo proporcionalmente a las rigideces de éstas la suma algebraica de los momentos existentes en los extremos concurrentes con signo contrario (El cambio de signo tiene por objeto anular el momento desequilibrado).
- 4) Transportar a los extremos opuestos de las piezas que concurren en el nudo la mitad del momento que se obtuvo en la distribución.
- 5) Repetir los pasos 3 y 4 cuantas veces se crea conveniente teniendo en cuenta la aproximación deseada.

6) Efectuar la sumatoria de momentos en los extremos concurrentes al nudo.

Para efecto del análisis ante cargas verticales fueron consideradas las rigideces relativas de las piezas, las cuales aparecen en la tabla de rigideces, salvo que al aplicar el análisis se asignó a las columnas la mitad de estas como lo indicó el artículo décimo segundo de las normas de emergencia.

Las cargas que actúan sobre los marcos se discretizaron en uniformemente repartidas, por lo que $M_E = WL/12$ donde;

W: Carga resultante wL en Ton.

w: Carga uniformemente repartida en Ton/m

L: Longitud del claro en m.

M_E : Momento de empotramiento en Ton-m

con excepción del Marco D en el que fue considerado una carga triangular.

Las simplificaciones utilizadas en el análisis de marcos fueron las siguientes:

Marco 1.- Por ser simétrico en forma y carga se utilizó en la trabe de C a E del nivel azotea de servicios $r = k/2 = 2EI/L$; y del nivel azotea a la planta baja se consideró empotramiento en el eje D.

Marco 2.- Por ser simétrico en forma y carga, las rigideces de las trabes de C a E se consideraron $r = k/2 = 2EI/L$.

Marcos 3, 4, 5, A, G.- Por ser simétricos en forma y carga, se consideró empotramiento en el eje D y en el eje 3.

A continuación se presenta para ejemplificar, el análisis ante cargas verticales de los marcos A, G, y 5. Debido a que estos son similares ya que están sometidos a las mismas cargas y poseen las mismas dimensiones en su estructura, sólo se analizará un marco representativo de los tres, además como se dijo anteriormente, por ser simétricos en forma y carga se considerará un empotramiento en los ejes D y 3; y se considerará la mitad de las rigideces relativas en las columnas según el reglamento. Posteriormente se mostrarán sólo los momentos resultantes en los demás marcos, omitiendo el procedimiento de análisis de éstos.

" MARCOS A.G.S."

EJES.	Simetría				
	A	B	D	E	G
	1	2	3	4	5
Nivel:					
Azotea					
n(m)					
3.30	W=22.88 W(Ton)	W=22.88	1.3 K relativa; 2.3	1.3 2.3	2.3
N-10	W=19.62	W=19.62	1.3	1.3	
3.30			2.3	2.3	2.3
N-9	W=19.62	W=19.62	1.3	1.3	
3.30			2.3	2.3	2.3
N-8	W=19.62	W=19.62	1.3	1.3	
3.30			4.8	4.8	4.8
N-7	W=19.62	W=19.62	1.3	1.3	
3.30			4.8	4.8	4.8
N-6	W=19.62	W=19.62	1.3	1.3	
3.30			8.8	8.8	8.8
N-5	W=19.62	W=19.62	1.3	1.3	
3.30			8.8	8.8	8.8
N-4	W=19.62	W=19.62	1.3	1.3	
3.30			15.1	15.1	15.1
N-3	W=19.62	W=19.62	1.3	1.3	
3.30			15.1	15.1	15.1
N-2	W=19.62	W=19.62	1.3	1.3	
3.30			24.2	24.2	24.2
N-1	W=19.62	W=19.62	1.3	1.3	
4.00			19.9	19.9	19.9
N-P.B.					
	---8.40m---	---8.40m---	---8.40m---	---8.40m---	

"ANALISIS DE MARCOS A.G.S."

EM (Ton-m)

EJES	1		2		Simetría			
	A	B	C	D	E	F	G	H
N-AZ: Vd	V	H	H	V	Vd	H	H	Vd
K	1.15	1.3	1.3	1.15	1.3	1.3	1.3	1.15
F.D.	0.47	0.53	0.35	0.30	0.35	0	0	0
ME	0	16.02	-16.02	0	16.02	-16.02	0	0
D	-7.53	-8.49	0	0	0	0	0	0
T	-2.20	0	-4.25	0	0	0	0	0
D	1.03	1.17	1.49	1.27	1.49	0	0	0
T	0.96	0.75	0.59	0.29	0	0.75	0	0
D	-0.80	-0.91	-0.31	-0.26	-0.31	0	0	0
EM	-8.54	8.54	-18.5	1.30	17.20	-15.27	0	0

EJES	1		2		Simetría				
	A	B	C	D	E	F	G	H	
N-10: Vu	Vd	H	H	Vd	Vu	H	H	Vu,d	
K	1.15	1.15	1.3	1.3	1.15	1.15	1.3	1.3	1.15
F.D.	0.32	0.32	0.36	0.27	0.23	0.23	0.27	0	0
ME	0	0	13.73	-13.73	0	0	13.73	-13.73	0
D	-4.39	-4.39	-4.95	0	0	0	0	0	0
T	-3.77	-2.20	0	-2.48	0	0	0	0	0
D	1.91	1.91	2.15	0.67	0.57	0.57	0.67	0	0
T	0.52	0.62	0.34	1.08	0.29	0.64	0	0.34	0
D	-0.47	-0.47	-0.54	-0.54	-0.46	-0.47	-0.54	0	0
EM	-6.20	-4.53	10.73	-15.0	0.40	0.74	13.86	-13.39	0

EJES	1		2		Simetría				
	A	B	C	D	E	F	G	H	
N-9: Vu	Vd	H	H	Vu	Vd	H	H	Vu,d	
K	1.15	1.15	1.3	1.3	1.15	1.15	1.3	1.3	1.15
F.D.	0.32	0.32	0.36	0.27	0.23	0.23	0.27	0	0
ME	0	0	13.73	-13.73	0	0	13.73	-13.73	0
D	-4.39	-4.39	-4.95	0	0	0	0	0	0
T	-1.65	-2.20	0	-2.48	0	0	0	0	0
D	1.23	1.23	1.39	0.67	0.57	0.57	0.67	0	0
T	0.59	0.96	0.34	0.70	0.29	0.18	0	0.34	0
D	-0.60	-0.60	-0.69	-0.32	-0.27	-0.26	-0.32	0	0
EM	-4.82	-5.00	9.82	-15.16	0.59	0.49	14.08	-13.39	0

EJES	1		2		Simetría				
	A	B	C	D	E	F	G	H	
N-8: Vu	Vd	H	H	Vd	Vu	H	H	Vu,d	
K	1.15	2.40	1.30	1.30	2.40	1.15	1.30	1.30	2.4
F.D.	0.24	0.49	0.27	0.21	0.39	0.19	0.21	0	0
ME	0	0	13.73	-13.73	0	0	13.73	-13.73	0
D	-3.30	-6.73	-3.70	0	0	0	0	0	0
T	-2.20	-2.68	0	-1.85	0	0	0	0	0
D	1.17	2.39	1.32	0.39	0.72	0.35	0.39	0	0
T	0.62	1.06	0.20	0.66	0.25	0.29	0	0.20	0
D	-0.45	-0.92	-0.51	-0.25	-0.47	-0.23	-0.25	0	0
EM	-4.16	-6.88	11.04	-14.78	0.50	0.41	13.87	-13.53	0

N-7	Vd	Vu	H	H	Vu	Vd	H	H	Vu d
K	2.40	2.40	1.30	1.30	2.40	2.40	1.30	1.30	2.40
F.D.	0.39	0.39	0.22	0.18	0.32	0.32	0.18	0.30	0
M _E	0	0	13.73	-13.73	0	0	13.73	-13.73	0
D	-5.35	-5.35	-3.03	0	0	0	0	0	0
T	-2.06	-3.37	0	-1.52	0	0	0	0	0
D	2.12	2.12	1.19	0.27	0.49	0.49	0.27	0	0
T	0.86	1.20	0.14	0.60	0.36	0.14	0	0.14	0
D	-0.86	-0.86	-0.48	-0.20	-0.35	-0.35	-0.20	0	0
ΣM	-5.29	-6.26	11.55	-14.58	0.50	0.28	13.80	-13.59	0

N-6	Vu	Vd	H	H	Vd	Vu	H	H	Vu d
K	2.40	4.40	1.30	1.30	4.40	2.40	1.30	1.30	2.40
F.D.	0.30	0.54	0.16	0.14	0.47	0.25	0.14	0	0
M _E	0	0	13.73	-13.73	0	0	13.73	-13.73	0
D	-4.12	-7.41	-2.20	0	0	0	0	0	0
T	-2.68	-3.02	0	-1.10	0	0	0	0	0
D	1.71	3.08	0.91	0.15	0.52	0.28	0.15	0	0
T	1.06	1.32	0.08	0.46	0.16	0.25	0	0.08	0
D	-0.74	-1.33	-0.39	-0.12	-0.41	-0.22	-0.12	0	0
ΣM	-4.77	-7.36	12.13	-14.34	0.27	0.31	13.76	-13.65	0

N-5	Vd	Vu	H	H	Vu	Vd	H	H	Vu d
K	4.40	4.40	1.30	1.30	4.40	4.40	1.30	1.30	4.40
F.D.	0.44	0.44	0.12	0.11	0.39	0.39	0.11	0	0
M _E	0	0	13.73	-13.73	0	0	13.73	-13.73	0
D	-6.04	-6.04	-1.65	0	0	0	0	0	0
T	-2.27	-3.71	0	-0.83	0	0	0	0	0
D	2.63	2.63	0.72	0.09	0.32	0.33	0.09	0	0
T	1.02	1.54	0.05	0.36	0.26	0.11	0	0.05	0
D	-1.15	-1.15	-0.31	-0.08	-0.28	-0.29	-0.08	0	0
ΣM	-5.81	-6.73	12.54	-14.19	0.30	0.15	13.74	-13.68	0

N-4	Vu	Vd	H	H	Vd	Vu	H	H	Vu d
K	4.40	7.55	1.30	1.30	7.55	4.40	1.30	1.30	7.55
F.D.	0.33	0.57	0.10	0.09	0.52	0.30	0.09	0	0
M _E	0	0	13.73	-13.73	0	0	13.73	-13.73	0
D	-4.53	-7.83	-1.37	0	0	0	0	0	0
T	-3.02	-3.16	0	-0.69	0	0	0	0	0
D	2.04	3.52	0.62	0.06	0.36	0.21	0.06	0	0
T	1.32	1.47	0.03	0.31	0.12	0.17	0	0.03	0
D	-0.93	-1.61	-0.28	-0.05	-0.31	-0.19	-0.05	0	0
ΣM	-5.12	-7.61	12.73	-14.10	0.17	0.19	13.74	-13.70	0

<u>N-3</u>	<u>Vd</u>	<u>Vu</u>	<u>H</u>	<u>H</u>	<u>Vu</u>	<u>Vd</u>	<u>H</u>	<u>H</u>	<u>Vu</u>	<u>d</u>
K	7.55	7.55	1.30	1.30	7.55	7.55	1.30	1.30	7.55	
F.D.	0.46	0.46	0.08	0.07	0.43	0.43	0.07	0	0	
M _E	0	0	13.73	-13.73	0	0	13.73	-13.73	0	
D	-6.32	-6.32	-1.09	0	0	0	0	0	0	
T	-2.47	-3.92	0	-0.55	0	0	0	0	0	
D	2.94	2.94	0.51	0.04	0.24	0.23	0.04	0	0	
T	1.21	1.76	0.02	0.26	0.18	0.07	0	0.02	0	
D	-1.38	-1.38	-0.23	-0.04	-0.22	-0.21	-0.04	0	0	
ΣM	-6.02	-6.92	12.94	-14.02	0.20	0.09	13.73	-13.71	0	

<u>N-2</u>	<u>Vu</u>	<u>Vd</u>	<u>H</u>	<u>H</u>	<u>Vd</u>	<u>Vu</u>	<u>H</u>	<u>H</u>	<u>Vu</u>	<u>d</u>
K	7.55	12.10	1.30	1.30	12.10	7.55	1.30	1.30	12.10	7.55
F.D.	0.36	0.58	0.06	0.06	0.54	0.34	0.06	0	0	
M _E	0	0	13.73	-13.73	0	0	13.73	-13.73	0	
D	-4.94	-7.96	-0.83	0	0	0	0	0	0	
T	-3.16	-3.57	0	-0.42	0	0	0	0	0	
D	2.42	3.90	0.41	0.03	0.23	0.13	0.03	0	0	
T	1.47	1.04	0.02	0.21	0.09	0.12	0	0.02	0	
D	-0.91	-1.47	-0.15	-0.03	-0.23	-0.13	-0.03	0	0	
ΣM	-5.12	-8.06	13.18	-13.94	0.09	0.12	13.73	-13.71	0	

<u>N-1</u>	<u>Vd</u>	<u>Vu</u>	<u>H</u>	<u>H</u>	<u>Vu</u>	<u>Vd</u>	<u>H</u>	<u>H</u>	<u>Vu</u>	<u>d</u>
K	9.95	12.10	1.30	1.30	12.10	9.95	1.30	1.30	9.95	12.10
F.D.	0.43	0.52	0.05	0.05	0.49	0.41	0.05	0	0	
M _E	0	0	13.73	-13.73	0	0	13.73	-13.73	0	
D	-5.90	-7.14	-0.69	0	0	0	0	0	0	
T	0	-3.96	0	-0.35	0	0	0	0	0	
U	1.71	2.07	0.20	0.02	0.17	0.14	0.02	0	0	
T	0	1.95	0.01	0.10	0.12	0	0	0.01	0	
D	-0.84	-1.02	-0.10	-0.01	-0.11	-0.09	-0.01	0	0	
ΣM	-5.03	-8.12	13.15	-13.97	0.18	0.05	13.74	-13.72	0	

<u>P.B.</u>	<u>Vu</u>		<u>Vu</u>		<u>Vu</u>
ΣM	-2.52		0.03		0.00

" MOMENTOS RESULTANTES,"

MARCOS A.G.S. (Análisis de Cm + Cv)

Momentos (Ton-m)

EJES.	1		2		Eje Simetría.	
	A	B	B	A	D	C
N-Az	8.54	-18.50	17.20	-15.27	15.27	0
	-8.54	1.30	0.74	0	0	0
N-10	-6.20	10.73	-15.00	13.86	-13.39	13.39
	-4.53	0.40	0.59	0	0	0
N-9	-5.00	9.82	-15.16	14.08	-13.39	13.39
	-4.82	0.49	0.41	0	0	0
N-8	-4.16	11.04	-14.78	13.87	-13.53	13.53
	-6.88	0.50	0.50	0	0	0
N-7	-6.26	11.55	-14.58	13.80	-13.59	13.59
	-5.29	0.28	0.31	0	0	0
N-6	-4.77	12.13	-14.34	13.76	-13.65	13.65
	-7.36	0.27	0.30	0	0	0
N-5	-6.73	12.54	-14.19	13.74	-13.68	13.68
	-5.81	0.15	0.19	0	0	0
N-4	-5.12	12.73	-14.10	13.74	-13.70	13.70
	-7.61	0.17	0.20	0	0	0
N-3	-6.92	12.94	-14.02	13.73	-13.71	13.71
	-6.02	0.09	0.12	0	0	0
N-2	-5.12	13.18	-13.94	13.73	-13.71	13.71
	-8.06	0.09	0.16	0	0	0
N-1	-8.12	13.15	-13.97	13.74	-13.72	13.72
	-5.03	0.05	0.05	0	0	0
P.B.	-2.52	0.03	0.03	0	0	0

" MOMENTOS RESULTANTES," (Ton-m)

MARCO 1: (Análisis de Cm + Cv)

EJES.	Eje						
	A		B	C		D	
N-Az. Serv.	Simétrica.						
			1.97	-4.13	3.11		
			-1.97	1.02			
			-0.42	0.84			
N-Az	8.56	-17.95	16.30	-7.06	5.58	2.44	-2.44
-8.56		2.07		0.64		0	
			1.99	0.56			
N-10	-6.38	-13.85	2.79	-3.91	2.88	1.27	-1.27
-4.77		2.07		0.47		0	
			2.19	0.68			
N-9	-5.24	-14.10	2.95	-3.96	2.84	1.24	-1.24
-4.99		1.96		0.44		0	
			1.75	0.44			
N-8	-4.32	-13.90	2.32	-4.22	2.97	1.26	-1.26
-7.05		2.83		0.81		0	
			2.69	0.95			
N-7	-6.46	-13.86	2.97	-4.54	2.72	1.13	-1.13
-5.39		2.20		0.87		0	
			2.01	0.86			
N-6	-4.89	-13.70	2.65	-4.79	2.69	1.10	-1.10
-7.58		3.04		1.24		0	
			2.83	1.22			
N-5	-6.89	-13.68	2.46	-4.93	2.59	1.06	-1.06
-5.86		2.39		1.12		0	
			2.20	1.06			
N-4	-5.21	-13.62	2.21	-5.22	2.25	0.89	-0.89
-7.67		3.28		1.91		0	
			3.08	1.83			
N-3	-6.99	-13.62	2.95	-5.50	1.94	0.73	-0.73
-6.06		2.66		1.73		0	
			2.29	1.67			
N-2	-5.19	-13.67	2.85	-5.59	1.91	0.72	-0.72
-8.11		3.53		2.01		0	
			3.54	2.06			
N-1	-8.20	-13.72	2.99	-5.37	2.09	0.85	-0.85
-5.06		2.19		1.22		0	
P.B.	-2.53		1.10	0.61		0.00	

" MOMENTOS RESULTANTES," (Ton-m)

EJES.	Eje				
	A	B	C	E	
N-Az.Serv.		3.90	-7.51	5.91	-5.91
			1.60		-1.60
N-Az		-0.70	1.01		-1.01
-13.32	13.32	-31.48	21.26	-6.86	5.47
		10.92		2.38	
					-2.38
N10		5.54	3.24		-3.24
-10.70	18.77	-29.23	21.43	-15.13	8.02
-8.07		2.26		3.87	
					-3.87
N-9		3.73	3.81		-3.81
-8.87	17.21	-29.07	21.90	-15.12	7.86
-8.34		3.44		3.45	
					-3.45
N-8		2.72	3.14		-3.14
-7.32	19.71	-28.28	21.05	-16.15	6.84
-12.39		4.51		6.17	
					-6.17
N-7		4.10	5.80		-5.80
-11.39	20.93	-27.79	20.59	-16.86	6.04
-9.54		3.10		5.02	
					-5.02
N-6		3.03	4.66		-4.66
-8.60	21.90	-27.34	20.41	-17.28	5.48
-13.30		3.90		7.14	
					-7.14
N-5		3.66	6.26		-6.26
-12.28	22.90	-26.91	20.22	-17.74	4.83
-10.62		3.03		6.65	
					-6.65
N-4		2.77	6.29		-6.29
-9.50	23.45	-26.71	19.92	-18.30	4.02
-13.95		4.02		7.99	
					-7.99
N-3		3.68	8.04		-8.04
-12.68	23.66	-26.64	19.73	-18.45	3.71
-10.98		3.23		6.70	
					-6.70
N-2		3.02	5.85		-5.85
-9.48	24.36	-26.45	19.25	-18.60	3.55
-14.88		4.18		9.20	
					-9.20
N-1		4.25	9.28		-9.28
-15.12	24.42	-26.48	19.72	-18.59	3.59
-9.30		2.51		5.72	
					-5.72
P.B.	-4.65		1.26		2.86
					-2.86

" MOMENTOS RESULTANTES," (Ton-m)

MARCOS 3, 4, (Análisis de Cm + Cv)

EJES.			Eje			
	A	B	Simetría.			
			D			
N-AZ	13.32	-34.45	29.06	-26.86	26.86	
-17 39		4.39		0	0	
		2.35		0	0	
N-10	-10.39	10.54	-29.34	25.96	-25.52	25.52
-8.15		1.03		0	0	
		1.87		0	0	
N-9	-8.75	17.04	-29.67	26.31	-25.52	25.52
-8.29		1.49		0	0	
		1.30		0	0	
N-8	-7.27	19.65	-28.59	26.05	-25.70	25.70
-12.38		1.24		0	0	
		1.34		0	0	
N-7	-11.36	20.91	-27.99	26.00	-25.78	25.78
-9.55		0.65		0	0	
		0.80		0	0	
N-6	-8.57	22.04	-27.47	25.96	-25.85	25.85
-13.47		0.71		0	0	
		0.84		0	0	
N-5	-12.29	22.85	-27.13	25.93	-25.89	25.89
-10.56		0.36		0	0	
		0.55		0	0	
N-4	-9.43	23.41	-26.88	25.93	-25.90	25.90
-13.98		0.40		0	0	
		0.49		0	0	
N-3	-12.83	24.00	-26.64	25.93	-25.91	25.91
-11.17		0.22		0	0	
		0.31		0	0	
N-2	-9.52	24.50	-26.47	25.93	-25.92	25.92
-14.98		0.23		0	0	
		0.47		0	0	
N-1	-15.11	24.30	-26.57	25.94	-25.92	25.92
-9.29		0.16		0	0	
P.B.	-4.65		0.08		0.00	

" MOENTOS RESULTANTES," (Ton-m)

MARCOS B, E, (Análisis de Cm + Cv)

EJES.	1	2	3 (cont.)-->
N-AZ.Serv.	9.63	-7.77	
	-9.63	7.76	
N-AZ	-9.02	3.67	
	-10.25	-34.68	30.46
		0.55	-29.70
			27.60
N-10	-10.53	2.63	
	-10.65	-34.69	28.11
		3.95	-26.62
			25.57
N-9	-10.81	3.92	
	-9.87	-34.97	28.10
		2.95	-26.55
			25.70
N-8	-8.72	2.53	
	-14.81	-33.95	27.63
		3.79	-26.89
			25.81
N-7	-13.59	3.55	
	-11.41	-33.33	27.49
		2.29	-27.00
			25.86
N-6	-10.26	2.46	
	-16.11	-32.68	27.46
		2.76	-27.07
			25.90
N-5	-14.71	2.80	
	-12.63	-32.29	27.40
		2.09	-27.14
			25.92
N-4	-11.29	2.06	
	-16.71	-32.02	27.37
		2.59	-27.17
			25.94
N-3	-15.35	2.52	
	-13.34	-31.75	27.29
		1.94	-27.23
			25.94
N-2	-11.37	1.82	
	-17.92	-31.56	27.32
		2.42	-27.21
			25.95
N-1	-10.07	2.78	
	-11.10	-31.68	27.35
		1.55	-27.21
			25.95
P.B.	-5.55	0.78	0.25

MARCOS B.L.F., (Análisis de Cm + Cv) (cont.)

EJES.	4	5
N-AZ	<u>-28.89</u> 33.52	<u>-12.93</u> 12.93
	-4.63	
	-2.45	
N-10	<u>-25.93</u> 22.41	<u>-18.46</u> 10.23
	-1.03	8.23
	-1.90	
N-9	<u>-26.23</u> 22.64	<u>-17.08</u> 8.79
	-1.51	8.29
	-1.33	
N-8	<u>-26.02</u> 28.59	<u>-12.66</u> 7.28
	-1.24	12.38
	-1.35	
N-7	<u>-25.97</u> 27.29	<u>-20.91</u> 11.36
	-0.67	9.55
	-0.81	
N-6	<u>-25.94</u> 27.48	<u>-22.04</u> 8.57
	-0.73	13.47
	-0.85	
N-5	<u>-25.92</u> 27.13	<u>-22.85</u> 12.29
	-0.36	10.56
	-0.55	
N-4	<u>-25.92</u> 26.88	<u>-23.42</u> 9.43
	-0.41	13.99
	-0.50	
N-3	<u>-25.92</u> 26.64	<u>-24.00</u> 12.83
	-0.22	11.17
	-0.31	
N-2	<u>-25.92</u> 26.47	<u>-24.51</u> 9.52
	-0.24	14.99
	-0.48	
N-1	<u>-25.93</u> 26.57	<u>-24.32</u> 15.10
	-0.16	9.29
P.B.	-0.08	4.65

" MOMENTOS RESULTANTES," (Ton-m)

MARCOS C, E, (Análisis de Cm + Cv)

EJES.	1	2
N-Az.Serv.	-12.82	13.62
	12.82	-13.62
N-Az	-8.29	9.91
	4.96	7.80
N-10	-5.68	8.67
	5.98	9.00
N-9	-5.97	9.19
	5.75	8.34
N-8	-5.48	7.33
	6.58	10.77
N-7	-6.53	10.60
	5.52	9.07
N-6	-4.67	8.25
	9.56	9.17
N-5	-8.29	8.84
	6.98	8.05
N-4	-8.96	7.61
	8.40	9.48
N-3	-8.09	9.19
	7.34	7.94
N-2	-6.49	6.79
	9.44	10.35
N-1	-9.76	10.73
	5.97	6.51
P.B.	-2.92	3.26

" MOMENTOS RESULTANTES," (Ton-m)

MARCO D. (Análisis de Cm + Cv)

EJES.	1	3	4	5		
N-AZ	15.80	-116.27	48.00	-20.67	31.49	-13.32
	-15.80	68.27		-10.82		13.32
		46.47		-5.26		10.37
N10	27.00	-111.60	32.95	-21.69	29.37	-18.46
	-12.87	32.18		-2.42		8.09
		38.40		-4.32		8.65
N-9	24.81	-111.18	36.51	-21.43	29.22	-17.06
	-11.57	36.26		-3.47		8.41
		30.65		-2.70		7.34
N-8	41.55	-103.48	31.68	-23.16	28.45	-12.80
	-31.65	41.15		-2.59		12.46
		38.39		-2.85		11.41
N-7	49.63	-99.74	31.13	-23.51	27.87	-21.02
	-22.31	30.22		-1.51		9.61
		25.99		-1.61		8.58
N-6	49.80	-100.43	29.07	-24.54	27.46	-22.07
	-27.82	45.37		-1.31		13.49
		39.86		-1.49		10.77
N-5	50.58	-100.18	27.92	-25.08	27.14	-23.44
	-23.24	32.40		-0.57		12.67
		30.52		-0.94		9.45
N-4	56.69	-97.64	27.99	-25.11	26.80	-23.63
	-37.58	39.13		-0.75		14.18
		36.54		-0.89		12.87
N-3	59.47	-96.33	27.45	-25.33	26.64	-24.02
	-26.87	32.34		-0.42		11.15
		28.45		-0.53		9.50
N-2	60.51	-96.09	26.86	-25.65	26.45	-24.52
	-36.61	40.78		-0.37		15.02
		42.67		-0.82		15.11
N-1	60.12	-96.38	27.12	-25.48	26.57	-24.40
	-22.86	26.59		-0.33		9.29
P.B.	-11.43		13.30	-0.17		4.65

V. CARGAS HORIZONTALES.-

V.1 ASPECTOS GENERALES.-

Debido a que el edificio estudiado alcanza los 41.10m de altura, éste será analizado de acuerdo al método estático que señala el art.238 del reglamento, el cual permite analizar a estructuras con altura menor de 60 m.

La aplicación del método estático se describe en el art.240 del reglamento, y consta esencialmente de los siguientes pasos:

- a) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales (X y Y).
- b) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos).
- c) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

V.2 CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA.-

Según el reglamento de construcciones, el edificio en cuestión se clasifica de la siguiente manera:

GRUPO B, Art. 232 (Según su uso). Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como edificios de oficinas, bancos, comercios, hoteles, etc.

TIPO I. Art.233 (Según su tipo de estructura).Se incluyen en este tipo edificios y construcciones en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos.

$c = 0.27$; $a_0 = 0.054$. Art. Noveno de las normas de emergencia. "El coeficiente c (Coeficiente sísmico) que fija el art.234 del reglamento para las estructuras del grupo B se incrementará a 0.27 en la zona II (Terreno de transición). El valor de a_0 que establece el art. 239 del reglamento se incrementará a 0.054 para la zona II. (a_0 = ordenada de los espectros de aceleraciones para diseño sísmico a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, cuando $T = 0$.)"

$Q_{x,y} = 4$. (Factor de ductilidad) Art. Décimo de las normas de emergencia.

V.3 VALUACION DE LAS FUERZAS SISMICAS.-

Según el inciso I del art.240, las fuerzas cortantes sísmicas en los diferentes niveles de una estructura pueden valuarse suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales que actúan sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. La fuerza actuante donde se concentra una masa i es igual al peso de la misma, W_i , por un coeficiente proporcional a la altura h_i de la masa en cuestión sobre el desplante. El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a c/Q pero no menor que a_0 .

Para saber la posición del centro de gravedad de masas de cada nivel se utilizarán las cargas W_a acumuladas que aparecen en la tabla de bajada de cargas. En seguida se presenta un ejemplo de como se obtiene el centro de gravedad de cargas en el nivel azotea de servicios, además de los centros de gravedad obtenidos para cada nivel.

" CENTRO DE GRAVEDAD DE CARGAS."

Ejes en el sentido de las X_g : A,B,C,D,E,F,G.

Ejes en el sentido de las Y_g : 1,2,3,4,5.

N- Az. Servicios:

$$x = \frac{\sum P x}{\sum P} = \frac{2 \cdot (18.78 \text{Ton} (8.40\text{m}) + 31.69 \text{Ton} (8.40\text{m}))}{2 (18.78 + 31.69 + 13.83 + 23.35) \text{Ton}} = 4.84 \text{ m.}$$

$$y = 16.80 \text{ m. (Posición del eje de simetría)}$$

$$\begin{aligned} \text{N-Azotea: } & X = 14.76\text{m} \\ & Y = 16.80\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N-10: } & X = 15.57\text{m} \\ & Y = 16.80\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N-9: } & X = 15.86\text{m} \\ & Y = 16.80\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N-8: } & X = 16.04\text{m} \\ & Y = 16.80\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N-7: } & X = 16.14\text{m} \\ & Y = 16.80\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N-6: } & X = 16.21\text{m} \\ & Y = 16.80\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N-5: } & X = 16.26\text{m} \\ & Y = 16.80\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N-4: } & X = 16.30\text{m} \\ & Y = 16.80\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N-3: } & X = 16.33\text{m} \\ & Y = 16.80\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N-2: } & X = 16.36\text{m} \\ & Y = 16.80\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N-1: } & X = 16.38\text{m} \\ & Y = 16.80\text{m} \end{aligned}$$

Para el edificio, la aplicación de lo estipulado en el art. 240 conduce a que la fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de masas del nivel i está dada por la fórmula

$$P_i = \frac{W_i h_i c_B \Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i}$$

donde c_B es el mayor valor entre c/Q y a_0 .

Se obtiene por equilibrio estático la línea de acción de la cortante sísmica en cada entrepiso para las dos direcciones ortogonales paralelas a los sistemas resistentes. Así, para la obtención de la posición del cortante V_i en el nivel i se utilizará la siguiente fórmula:

$$Y_i = \frac{\Sigma P_{ix} Y_i}{V_{ix}}$$

donde Y_i o X_i según sea el caso, serán las coordenadas del centro de gravedad de cargas.

A continuación se muestran las tablas con las cuales se obtuvieron la fuerza sísmica (P_i), cortante (V_i), y posición de la cortante (Y_i) en cada nivel del edificio.

CORTANTE SISMICA Y SU POSICION. -

En dirección X y Y : $c/Q = 0.068 > a_0$
 por lo tanto $c_s = 0.068$

DIRECCION X,

$$P_{ix} = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} c_s \sum W_i \quad ; \quad Y_i = \frac{\sum P_{ix} Y_i}{V_{ix}}$$

Nivel,	<u>W_i (Ton)</u>	<u>h_i (m)</u>	<u>W_ih_i</u>	<u>P_{ix} (Ton)</u>
Az. Serv.	175.30	40.10	7,029.53	22.73
Azotea	1,349.69	37.00	49,938.53	161.49
10	1,144.61	33.70	38,573.36	124.73
9	1,144.61	30.40	34,796.14	112.52
8	1,144.61	27.10	31,018.93	100.31
7	1,144.61	23.80	27,241.72	88.09
6	1,144.61	20.50	23,464.51	75.88
5	1,144.61	17.20	19,687.29	63.66
4	1,144.61	13.90	15,910.00	51.45
3	1,144.61	10.60	12,132.87	39.23
2	1,144.61	7.30	8,356.65	27.02
1	1,144.61	4.00	4,578.44	14.81
Σ	12,971.09		272,726.97	

Nivel,	<u>V_{ix} (Ton)</u>	<u>Y_i (m)</u>	<u>P_{ix}Y_i</u>	<u>\sum P_{ix}Y_i</u>	<u>Y_i (m)</u>
Az. Serv.	22.73	16.80	381.86	381.86	16.80
Azotea	184.22	16.80	2,713.03	3,094.89	16.80
10	308.95	16.80	2,095.46	5,190.35	16.80
9	421.47	16.80	1,890.34	7,080.59	16.80
8	521.78	16.80	1,685.21	8,765.90	16.80
7	609.87	16.80	1,479.91	10,245.81	16.80
6	685.75	16.80	1,274.78	11,520.59	16.80
5	749.41	16.80	1,069.49	12,590.08	16.80
4	800.86	16.80	864.36	13,454.44	16.80
3	840.09	16.80	659.06	14,113.50	16.80
2	867.11	16.80	453.94	14,567.44	16.80
1	881.91	16.80	248.81	14,816.25	16.80

a Debido a que la posición del centro de gravedad no varía a lo largo de todos los niveles del edificio, la posición del cortante tampoco variará.

DIRECCION X,

$$P_{iy} = \frac{w_{ih} C_b E w_i}{E w_{ih}} \quad ; \quad X_i = \frac{E P_{iy} X_i}{w_{iy}}$$

= Por ser el mismo C_b en ambas direcciones, el cortante de piso valdra lo mismo tanto en la dirección "x" como en la dirección "y".

<u>NIVEL,</u>	<u>W_{iy} (Ton)</u>	<u>X_i (m)</u>	<u>P_{iy}X_i</u>	<u>E P_{iy}X_i</u>	<u>X_i (m)</u>
Az. Serv.	22.73	4.84	110.01	110.01	4.84
Azotea	184.22	14.78	2,386.82	2,496.84	13.55
10	308.95	15.57	1,942.05	4,438.89	14.37
9	421.47	15.88	1,786.82	6,225.70	14.77
8	521.78	16.04	1,608.97	7,834.68	15.02
7	609.87	16.14	1,421.77	9,256.45	15.18
6	685.75	16.21	1,230.01	10,486.46	15.29
5	749.41	16.26	1,035.11	11,521.58	15.37
4	800.86	16.30	838.64	12,360.21	15.43
3	840.09	16.33	640.63	13,000.04	15.48
2	867.11	16.36	442.05	13,442.09	15.50
1	081.91	16.38	242.59	13,685.47	15.52

V.4 DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL EDIFICIO.

V.4.1 Rigideces de entrepiso (Rigideces de Wilbur).-

La rigidez de entrepiso es la relación entre la fuerza cortante absorbida por un marco y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles que lo limitan. Las fórmulas de Wilbur son aplicables a marcos regulares y se basan en las siguientes hipótesis:

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 articulación según sea el caso.

2. Las fuerzas cortantes en los dos entrepisos adyacentes al que interesa son iguales a la de éste.

De aquí resultan las siguientes expresiones, suponiendo las columnas empotradas en la cimentación:

- Para el 1^{er} entrepiso:

$$R_1 = 48E/h_1 [4h_1/EK_{C1} + (h_1+h_2)/(EK_{T1}+EK_{C1}/12)]^{-1}$$

- Para el 2^o entrepiso:

$$R_2 = 48E/h_2 [4h_2/EK_{C2} + (h_1+h_2)/(EK_{T1}+EK_{C1}/12) + (h_2+h_3)/EK_{T2}]^{-1}$$

- Para entrepisos intermedios:

$$R_n = 48E/h_n [4h_n/EK_{Cn} + (h_m+h_n)/EK_{Tm} + (h_n+h_o)/EK_{Tn}]^{-1}$$

- Para el entrepiso superior:

$$R_u = 48E/h_n [4h_n/EK_{Cn} + (2h_m+h_n)/EK_{Tm} + (h_n+h_o)/EK_{Tn}]^{-1}$$

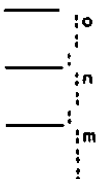
Donde:

R_n .- Rigidez del entrepiso en cuestión. (kg/cm)

K_{Tn} .- Rigidez (I/L) de las trabes del nivel sobre el entrepiso n. (cm³)

K_{Cn} .- Rigidez (I/L) de las columnas del entrepiso n. (cm³)

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



h_n .- Altura del entrepiso n .(cm)

A continuación se presentan las rigideces de entrepiso obtenidas para los distintos marcos del edificio.

"RIGIDECES DE ENTREPISO."

	<u>MARCO 1:</u>			<u>MARCO 2:</u>		
<u>Nivel</u>	<u>EK1</u>	<u>EKc</u>	<u>Kw</u>	<u>EK1</u>	<u>EKc</u>	<u>Kw</u>
Az. Serv.	3,536			3,536		
		2,446	<u>34,135</u>		2,446	<u>33,787</u>
Azotea	7,912			7,463		
		7,199	<u>65,590</u>		17,544	<u>85,418</u>
N-10	7,640			6,097		
		7,199	<u>64,578</u>		11,544	<u>78,832</u>
N-9	7,640			6,097		
		7,199	<u>64,578</u>		17,544	<u>80,010</u>
N-8	7,640			6,349		
		15,049	<u>88,289</u>		44,732	<u>96,070</u>
N-7	7,640			6,349		
		15,049	<u>88,289</u>		44,732	<u>98,504</u>
N-6	7,640			6,599		
		27,322	<u>104,024</u>		71,360	<u>105,242</u>
N-5	7,640			6,599		
		27,322	<u>104,024</u>		71,360	<u>106,167</u>
N-4	7,640			6,727		
		46,923	<u>114,473</u>		129,706	<u>111,426</u>
N-3	7,640			6,727		
		46,923	<u>114,473</u>		129,706	<u>111,426</u>
N-2	7,640			6,727		
		72,615	<u>141,656</u>		189,576	<u>161,941</u>
N-1	7,640			6,727		
		59,909	<u>224,554</u>		156,402	<u>402,219</u>
N-P.B.						

"RIGIDECES DE ENTREPISO."

Nivel:	<u>MARCOS 3 y 4:</u>			<u>MARCO 5:</u>		
	<u>EK_T</u>	<u>EK_c</u>	<u>K_w</u>	<u>EK_T</u>	<u>EK_c</u>	<u>K_w</u>
Azotea	4,444			3,684		
		21,345	<u>64,085</u>		7,890	<u>43,756</u>
N-10	4,444			3,684		
		21,345	<u>64,085</u>		7,890	<u>43,756</u>
N-9	4,444			3,684		
		21,345	<u>64,837</u>		7,890	<u>43,756</u>
N-8	4,572			3,684		
		37,575	<u>71,017</u>		16,365	<u>62,392</u>
N-7	4,572			3,684		
		37,575	<u>71,017</u>		16,365	<u>62,392</u>
N-6	4,572			3,684		
		87,885	<u>75,719</u>		30,315	<u>57,231</u>
N-5	4,572			3,684		
		87,885	<u>75,719</u>		30,315	<u>57,231</u>
N-4	4,572			3,684		
		131,602	<u>76,984</u>		51,715	<u>69,918</u>
N-3	4,572			3,684		
		131,602	<u>76,984</u>		51,715	<u>69,918</u>
N-2	4,572			3,684		
		190,228	<u>119,376</u>		82,840	<u>84,269</u>
N-1	4,572			3,684		
		156,938	<u>368,032</u>		68,345	<u>187,412</u>
N-P.B.						

"RIGIDECES DE ENTREPISO,"MARCOS A y G,MARCOS B y F,

<u>Nivel:</u>	<u>Ek1</u>	<u>EkC</u>	<u>Kw</u>	<u>Ek1</u>	<u>EkC</u>	<u>Kw</u>
Az.Serv.				686		
Azotea.	3,556	7,890	<u>42,708</u>	4,572	2,688	<u>21,155</u>
N-10	3,556	7,890	<u>42,708</u>	4,572	21,345	<u>66,435</u>
N-9	3,556	7,890	<u>42,708</u>	4,572	21,345	<u>66,606</u>
N-8	3,556	7,890	<u>42,708</u>	4,572	21,345	<u>66,606</u>
N-7	3,556	16,365	<u>50,897</u>	4,572	43,800	<u>72,129</u>
N-6	3,556	16,365	<u>50,897</u>	4,572	43,800	<u>72,129</u>
N-5	3,556	30,315	<u>55,452</u>	4,572	87,885	<u>75,119</u>
N-4	3,556	30,315	<u>55,452</u>	4,572	87,885	<u>75,119</u>
N-3	3,556	51,715	<u>57,970</u>	4,572	138,797	<u>77,118</u>
N-2	3,556	51,715	<u>57,970</u>	4,572	138,797	<u>77,118</u>
N-1	3,556	82,840	<u>82,007</u>	4,572	199,516	<u>120,481</u>
N-P.B.		68,345	<u>185,439</u>		164,601	<u>382,258</u>

"RIGIDECES DE ENTREPISO."MARCOS C y E:MARCO D:

<u>Nivel:</u>	<u>EK_T</u>	<u>EK_C</u>	<u>K_w</u>	<u>EK_T</u>	<u>EK_C</u>	<u>K_w</u>
Az. Serv.	889					
		2,016	<u>11,202</u>			
Azotea.	794			2,794		
		4,412	<u>11,876</u>		13,909	<u>40,537</u>
N-10	794			2,794		
		4,412	<u>11,724</u>		13,909	<u>40,537</u>
N-9	794			2,794		
		4,412	<u>11,724</u>		13,909	<u>40,537</u>
N-8	794			2,794		
		7,728	<u>12,545</u>		24,906	<u>43,770</u>
N-7	794			2,794		
		7,728	<u>12,545</u>		24,906	<u>43,770</u>
N-6	794			2,794		
		11,223	<u>12,920</u>		57,832	<u>46,436</u>
N-5	794			2,794		
		11,223	<u>12,920</u>		57,832	<u>46,436</u>
N-4	794			2,794		
		14,674	<u>13,124</u>		87,752	<u>47,178</u>
N-3	794			2,794		
		14,674	<u>13,124</u>		87,752	<u>47,178</u>
N-2	794			2,794		
		23,033	<u>12,236</u>		126,468	<u>74,141</u>
N-1	794			2,794		
		19,002	<u>48,425</u>		104,336	<u>240,551</u>
N-P.B.						

V.4.2 Distribución de cortante por marco.-

El procedimiento de distribución de fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes (marcos) consiste en los siguientes pasos:

a) Se calcula el cortante V_i y su posición Y_i ó X_i según sea el caso. (tablas de cortante sísmica y su posición.)

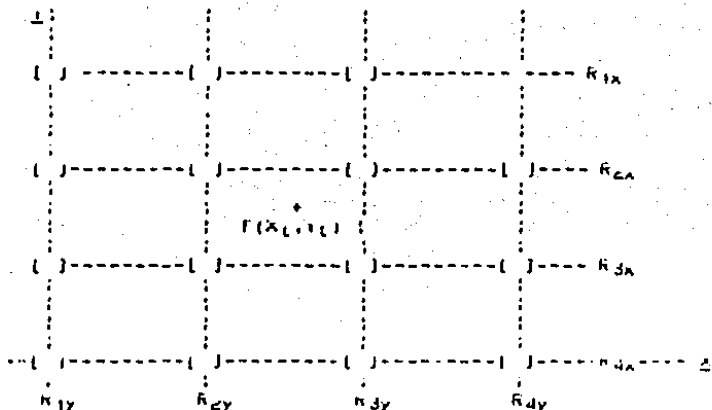
b) Se calculan las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes en ambas direcciones y en todos los entrepisos. (Rigideces de Wilbur)

c) Se determina la posición del centro de torsión en cada entrepiso. Este centro es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso sea exclusivamente de traslación. En caso contrario existirá torsión o rotación relativa entre dichos niveles.

Las expresiones para calcular el centro de torsión son:

$$X_t = \frac{\sum (R_{jy} X_j)}{\sum R_{jy}} \quad ; \quad Y_t = \frac{\sum (R_{jx} Y_j)}{\sum R_{jx}}$$

donde X_j, Y_j son las coordenadas de los elementos resistentes (marcos), y R_{jx}, R_{jy} las rigideces de entrepiso de cada elemento.



La fuerza cortante que debe ser resistida por un elemento resistente es igual a la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cortante del piso, supuesta actuando en el centro de torsión, y el debido al momento torsionante del piso. Si la dirección analizada es paralela al eje X , se obtienen las cortantes siguientes.

En los marcos "X", por efecto del cortante aplicado en el centro de torsión:

$$V_{\text{directo}} = \frac{V_X R_{1X}}{2R_{JX}}$$

En los marcos "X", por efecto de la torsión:

$$V_{\text{tor}} = M_t R_{JX} \gamma_{Jt} / 2R_{JX} \gamma_{Jt} + 2R_{Jy} x_{tJt}$$

En los marcos "Y", por efecto de la torsión:

$$V_{Tor} = M_t R_{jy} X_{jt} / \quad ER_{jx} Y_{jt}^2 + ER_{jy} X_{jt}^2$$

En las expresiones anteriores,

V_x, V_y .- Fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado en las direcciones X y Y, respectivamente.

X_{jt}, Y_{jt} .- Distancias de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso en cuestión.

M_t .- Momento torsionante en el entrepiso considerado, que es igual al producto de la fuerza cortante en el entrepiso por la más desfavorable de las siguientes excentricidades (Art.240 del reglamento):

$$e_1 = 1.5e_s + 0.1b \quad ; \quad e_2 = e_s - 0.1b$$

donde "e_s" es la excentricidad calculada como la distancia entre la línea de acción de la cortante y el centro de torsión, y "b" la mayor dimensión en planta del entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del sismo. Para cada sistema deberá investigarse cuál de las dos excentricidades resultantes produce efectos más desfavorables.

r) Según el art.237 del reglamento para cada sistema plano deben calcularse las fuerzas laterales debidas a la suma del 100% de los efectos debidos al sismo actuando en la dirección X con 30%.

de los efectos producidos por el sismo actuando en la dirección Y y viceversa. Regirá el mayor de los resultados.

Para efecto de elegir el momento torsionante adecuado para obtener el V_{TOP} , se seguirá el siguiente criterio:

1. Cuando M_{T1} y M_{T2} sean del mismo signo y sus efectos se sumen al de traslación. Respecto a un marco, se elegirá el momento mayor. En caso de que los efectos sean opuestos se elegirá el momento menor.

2. Cuando M_{T1} y M_{T2} sean de signo contrario, se elegirá el momento cuyo sentido sea el mismo que el del efecto de traslación, es decir, se tomará el momento cuyo cortante tenga el mismo sentido debido a su excentricidad que el cortante directo aplicado al marco correspondiente.

a Para valuar los efectos del sismo en X en los marcos Y siempre se usará el mayor valor de M_T .

Para ejemplificar se muestra a continuación el proceso numérico para la distribución del cortante de piso del nivel de azotea entre los distintos marcos del edificio, posteriormente se presentarán solo los resultados de los cortantes ya distribuidos en cada marco y en cada nivel.

"DISTRIBUCION DE FUERZA CORTANTE."

ENTREPISO AZOTEA:

$$e_1 = 1.5e_s + 0.1b$$

$$e_2 = e_s - 0.1b$$

Sentido	V(Ton)	e_s (m)	b(m)	e_1 (m)	e_2 (m)	$Mt_1=ve_1$ (Ton-m)	$Mt_2=ve_2$ (Ton-m)
X	184.22	0.00	33.60	3.36	-3.36	618.98	-618.98
Y	164.22	1.56	33.60	5.70	-1.80	1050.05	-331.60

$$x_v = 13.55m; x_t = \frac{\sum(R_{ij} X_i)}{\sum R_{ij}} = 15.11m; e_{s_x} = Y_t - x_v = 0.00$$

$$y_v = 16.80m; y_t = \frac{\sum(R_{ij} Y_j)}{\sum R_{jk}} = 16.80m; e_{s_y} = x_t - y_v = 1.56m$$

Eje	R_{ij}	X_i	$R_{ij} X_i$	Y_t	$R_{jk} Y_t$	X_t	$R_{ik} X_t$	$R_{ij} Y_t^2$
Ax	42.71	33.60	1,435.06	16.80	717.53	12,054.50		
Bx	66.44	25.20	1,674.29	8.40	558.10	4,688.04		
Cx	11.88	18.95	225.13	2.15	25.54	54.91		
Dx	40.54	16.80	681.07	0.00	0.00	0.00		
Ex	11.88	14.65	174.04	-2.15	-25.54	54.91		
Fx	66.44	8.40	558.10	-8.40	-558.10	4,688.04		
Gx	42.71	0.00	0.00	-16.80	-717.53	12,054.50		
Σ	282.60		4,747.68			33,594.91		

Eje	R_{ij}	X_i	$R_{ij} X_i$	Y_t	$R_{jk} Y_t$	X_t	$R_{ik} X_t$	$R_{ij} Y_t^2$
1Y	65.59	0.00	0.00	-15.11	-991.06	14,974.92		
2Y	85.42	8.40	717.53	-6.71	-573.17	3,845.97		
3Y	64.09	16.60	1,076.71	1.69	108.31	183.04		
4Y	64.09	25.20	1,615.07	10.09	646.67	6,524.90		
5Y	43.76	33.60	1,470.34	18.49	809.12	14,960.63		
Σ	322.95		4,879.64			40,489.46		

$$v_{Dir.x} = V_x R_{Jx} / ER_{Jx} \quad ;$$

$$v_{Tor.x} = M_{tx} R_{Jx} Y_{jt} / ER_{Jx} Y_{jt}^2 + ER_{Jy} X_{jt}^2$$

$$v_{Dir.y} = V_y R_{Jy} / ER_{Jy} \quad ;$$

$$v_{Tor.y} = M_{ty} R_{Jy} X_{jt} / ER_{Jx} Y_{jt}^2 + ER_{Jy} X_{jt}^2$$

Eje	EFECTO DE V_x (Ton)			EFECTO "RIGE" DE V_y		
	Directo	Torsión	Total	Torsión	$V_x+0.3V_y$	$0.3V_x+V_y$
Ax	27.84	6.00	33.84	10.17	36.89	20.32
Bx	43.31	4.66	47.97	7.91	50.34	22.30
Cx	7.74	0.21	7.95	0.36	8.06	2.75
Dx	26.43	0.00	26.43	0.00	26.43	7.93 <u>Simetría</u>
Ex	7.74	0.21	7.95	0.36	8.06	2.75
Fx	43.31	4.66	47.97	7.91	50.34	22.30
Gx	27.84	6.00	33.84	10.17	36.89	20.32

Eje	EFECTO DE V_y (Ton)			EFECTO "RIGE" DE V_x		
	Directo	Torsión	Total	Torsión	$V_y+0.3V_x$	$0.3V_y+V_x$
1y	37.41	14.05	51.46	6.28	53.94	23.72
2y	48.73	8.12	56.85	4.79	58.29	21.85
3y	36.56	0.48	37.04	0.90	37.31	12.01
4y	36.56	2.89	39.45	5.40	41.07	17.24
5y	24.96	3.62	28.58	6.76	30.61	15.33

* A continuación se presentan los cortantes obtenidos para cada marco y en cada nivel.

"FUERZAS CORTANTES SISMICAS."Cortantes en el Sentido X: (Vx)

	<u>MARCO A,G:</u>	<u>MARCO B,F:</u>	<u>MARCO C,E:</u>	<u>MARCO D:</u>
<u>Nivel:</u>	<u>V (Ton)</u>	<u>V (Ton)</u>	<u>V (Ton)</u>	<u>V (Ton)</u>
A.serv.:	:	9.53	4.13	:
Azotea:	36.89	50.34	8.06	26.43
N-10	61.48	83.34	13.41	44.63
N-9	83.09	113.09	18.27	60.84
N-8	106.85	135.46	21.50	72.52
N-7	125.21	158.55	25.14	84.76
N-6	144.04	175.94	27.36	95.17
N-5	157.61	192.41	29.93	104.01
N-4	171.33	203.84	31.63	109.97
N-3	179.84	213.90	33.18	115.35
N-2	175.56	229.86	33.38	124.20
N-1	150.09	269.14	30.35	144.03

"FUERZAS CORTANTES SISMICAS."Cortantes en el Sentido Y: (VY)

	<u>MARCO_1:</u>	<u>MARCO_2:</u>	<u>MARCO_3:</u>	<u>MARCO_4:</u>	<u>MARCO_5:</u>
<u>Nivel :</u>	<u>V(Ton) :</u>	<u>V(Ton) :</u>	<u>V(Ton) :</u>	<u>V(Ton) :</u>	<u>V(Ton) :</u>
A.Serv. :	11.69 :	12.80 :			
Azotea. :	53.94 :	58.29 :	37.31 :	41.07 :	30.61
N-10 :	87.25 :	90.43 :	64.18 :	71.97 :	54.46
N-9 :	114.84 :	122.38 :	88.07 :	100.05 :	75.60
N-8 :	150.21 :	146.65 :	101.90 :	118.55 :	99.72
N-7 :	172.39 :	172.35 :	118.89 :	139.10 :	117.53
N-6 :	201.27 :	185.49 :	131.23 :	154.98 :	135.09
N-5 :	217.78 :	203.30 :	143.31 :	169.75 :	148.28
N-4 :	237.47 :	214.28 :	149.61 :	178.48 :	161.38
N-3 :	248.05 :	224.37 :	157.03 :	187.58 :	169.76
N-2 :	235.68 :	243.44 :	173.05 :	204.25 :	166.20
N-1 :	180.49 :	274.33 :	211.51 :	241.97 :	138.73

V.5 REVISION DEL ESTADO LIMITE POR DESPLAZAMIENTOS
HORIZONTALES.-

Según el art.242 del reglamento de construcciones, las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerza cortante no deben exceder de 0.008 veces la diferencia de

elevaciones correspondientes, salvo donde los elementos que no forman parte integrante de la estructura estén ligados a ella de tal forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En este caso el límite en cuestión deberá tomarse igual a 0.016. En el cálculo de los desplazamientos se tomará en cuenta la rigidez del entrepiso.

A continuación se presenta como ejemplo la revisión del marco 5 ante los desplazamientos horizontales provocados por las fuerzas cortantes.

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MARCO 5.

<u>Nivel</u>	<u>V (Ton)</u>	<u>Kw (Ton/cm)</u>	<u>DESP. = V/Kw (cm)</u>	<u>(0.016K)CH DESP. MAX</u>
Azotea	30.61	43.80	0.70	5.20
10	54.46	43.80	1.24	5.20
9	75.60	43.80	1.73	5.20
8	99.72	52.40	1.90	5.20
7	117.53	52.40	2.24	5.20
6	135.09	57.30	2.36	5.20
5	148.28	57.30	2.59	5.20
4	161.38	59.90	2.69	5.20
3	169.76	59.90	2.83	5.20
2	166.20	84.30	1.97	5.20
1	138.73	187.4	<u>0.74</u>	<u>6.40</u>
			Σ 20.99CM	Σ 59.20CM

Con estos resultados se observa que los desplazamientos de entrepiso no excedieron a los permisibles por el reglamento, además en los desplazamientos acumulados se observa que el permitido por el reglamento es mucho mayor que el resultante.

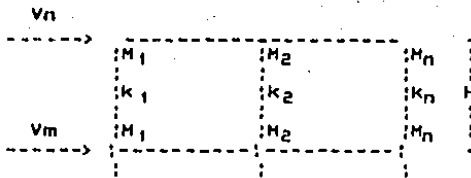
En ningún marco los desplazamientos de entrepiso excedieron a los permitidos por lo que se puede proceder al análisis estructural y posteriormente al diseño.

V.6 ANALISIS DE MARCOS ANTE CARGAS HORIZONTALES.- (FUERZAS SISMICAS)

Para el análisis y obtención de los elementos mecánicos, ocasionados por las fuerzas sísmicas ya distribuidas en cada marco, se utilizará el método directo de Ritter. En síntesis el método directo de Ritter consiste en los siguientes pasos:

1. Se partirá de una condición tal de momentos en cada entrepiso, que nos produzca el equilibrio de la fuerzas sísmicas aplicadas. Esto es, en cada entrepiso se aplicará en los extremos de los postes arriba y abajo, proporcionalmente a sus rigideces, momentos iguales a :

$$M_n = 1/2 V_n H \times k_n / \sum k_n$$



2. Sumar los valores de los momentos aplicados en los postes que concurren a cada nudo.

3. Distribuir entre las piezas que concurren en el nudo, proporcionalmente a las rigideces de éstas, la suma de los momentos aplicados con signo contrario. Transportar a los extremos opuestos de las piezas que concurren en el nudo la mitad del momento que se obtuvo en la distribución. (Esto provoca el desequilibrio de las fuerzas horizontales.)

4. Para volver a obtener el equilibrio de fuerzas, se deberán aplicar momentos de corrección en los extremos de los postes proporcionalmente a las rigideces de éstos, momentos iguales a :

$$\text{Corrección} = -1/2 \sum (M_{\text{Dist}} + M_{\text{transp}}) k_n / \sum k_n$$

$\sum (M_{\text{Dist}} + M_{\text{transp}})$: Sumatoria de todos los momentos de distribución más los de transporte del entrepiso en cuestión.

5. Se vuelve a realizar el equilibrio de flexión en los nudos; el momento a distribuir será igual a la sumatoria de los momentos de transporte más los de corrección de cada nudo:

$$\text{Distribución} = - \sum (M_{\text{transp}} + M_{\text{corr}})$$

6. Repetir los pasos 4 y 5 cuantas veces se crea conveniente, teniendo en cuenta la aproximación deseada.

A continuación se presenta para ejemplificar, el análisis ante fuerzas sísmicas de los marcos A y G. Como se puede observar en la distribución de cortantes, ambos están sometidos a las mismas cargas y ya que poseen las mismas dimensiones en su estructura, solo se analizará un marco representativo de los dos. Posteriormente se mostrarán solo los momentos resultantes de los demás marcos, omitiendo el procedimiento de análisis de éstos.

" MARCOS A.G."

* El momento inicial que aparece en cada poste es el correspondiente al de cada extremo del mismo, provocado por la fuerza sísmica correspondiente. M (Ton-m)

<-- Simetría -->

Nivel	EJES. 1	2	3	4	5
Azotea	V (Ton)	K=1.3	K=1.3	K=1.3	K=1.3
11(m)					
3.30	36.89				
N-10	61.48	M=2.3 M=12.17	M=2.3 M=12.17	M=2.3 M=12.17	
3.30	83.09	M=20.29	M=20.29	M=20.29	
N-9	106.85	M=27.42	M=27.42	M=27.42	
3.30	125.21	M=35.26	M=35.26	M=35.26	
N-7	144.04	M=41.32	M=41.32	M=41.32	
3.30	157.61	M=47.53	M=47.53	M=47.53	
N-5	171.33	M=52.01	M=52.01	M=52.01	
3.30	189.84	M=58.54	M=58.54	M=58.54	
N-3	195.56	M=59.35	M=59.35	M=59.35	
3.30	150.09	M=24.2 M=57.93	M=24.2 M=57.93	M=24.2 M=57.93	
N-1		M=19.9 M=60.04	M=19.9 M=60.04	M=19.9 M=60.04	
4.00					
N-P.B.					
		8.40m	8.40m	8.40m	8.40m

* ANÁLISIS SISMICO DE MARCOS A.G.L. *

EJES:	1				2				---Simetría---				
	Vd		H	H	Vd		H	H	Vd		H	H	Vd
F.D.:	0.64	0.36	0.27		0.46	0.27	0.27		0.46	0.27	0.27		0.46
Mc	12.17	0	0		12.17	0	0		12.17	0	0		12.17
D	-7.79	-4.38	-3.29		-5.59	-3.29	-3.29		-5.59	-3.29	-3.29		-5.59
T	-6.33	-1.65	-2.19		-5.20	-1.65	-1.65		-5.20	-1.65	-1.65		-5.20
C	13.33	0	0		13.33	0	0		13.33	0	0		13.33
D	-3.42	-1.93	-1.16		-1.97	-1.16	-1.30		-1.97	-1.16	-1.30		-2.23
T	-3.54	-0.58	-0.97		-2.77	-0.65	-0.58		-2.77	-0.65	-0.58		-2.88
C	6.60	0	0		6.60	0	0		6.60	0	0		6.60
D	-1.59	-0.89	-0.60		-1.01	-0.60	-0.69		-1.01	-0.60	-0.69		-1.18
T	-1.81	-0.30	-0.45		-1.51	-0.35	-0.30		-1.51	-0.35	-0.30		-1.55
C	3.42	0	0		3.42	0	0		3.42	0	0		3.42
EM	11.04				17.47				17.47				16.89

N-10:	Vd	Vu	H	H	Vd	Vu	H	H	Vd	Vu
F.D.:	0.39	0.39	0.22	0.18	0.32	0.32	0.18	0.18	0.32	0.32
Mc	20.29	12.17	0	0	20.29	12.17	0	0	20.29	12.17
D	-12.66	-12.66	-7.14	-5.84	-10.39	-10.39	-5.84	-5.84	-10.39	-10.39
T	-9.30	-3.90	-2.92	-3.57	-7.64	-2.80	-2.92	-2.92	-7.64	-2.80
C	20.93	13.33	0	0	20.93	13.33	0	0	20.93	13.33
D	-7.07	-7.07	-4.00	-3.12	-5.55	-5.54	-3.12	-3.24	-5.75	-5.75
T	-5.15	-1.71	-1.56	-2.00	-3.66	-0.98	-1.62	-1.56	-3.82	-1.12
C	11.09	6.60	0	0	11.09	6.60	0	0	11.09	6.60
D	-3.62	-3.62	-2.03	-1.70	-3.02	-3.01	-1.70	-1.73	-3.08	-3.09
T	-2.79	-0.80	-0.85	-1.02	-2.03	-0.51	-0.87	-0.85	-2.14	-0.59
C	5.98	3.42	0	0	5.98	3.42	0	0	5.98	3.42
EM	17.70	5.76			26.00	12.29			25.47	11.78

N-4:	Vu	Vd	H	H	Vu	Vd	H	H	Vu	Vd
F.D.:	0.39	0.39	0.22	0.18	0.32	0.32	0.18	0.18	0.32	0.32
Mc	20.29	27.42	0	0	20.29	27.42	0	0	20.29	27.42
D	-18.61	-18.61	-10.49	-8.59	-15.27	-15.26	-8.59	-8.59	-15.27	-15.26
T	-6.33	-8.46	-4.30	-5.25	-5.20	-7.84	-4.30	-4.30	-5.20	-7.84
C	20.93	24.58	0	0	20.93	24.58	0	0	20.93	24.58
D	-10.30	-10.30	-5.82	-4.13	-7.33	-7.33	-4.13	-4.30	-7.64	-7.63
T	-3.54	-5.73	-2.06	-2.91	-2.70	-5.12	-2.15	-2.06	-2.88	-5.25
C	11.09	14.52	0	0	11.09	14.52	0	0	11.09	14.52
D	-5.57	-5.57	-3.14	-2.28	-4.05	-4.04	-2.20	-2.40	-4.28	-4.28
T	-1.81	-3.75	-1.14	-1.57	-1.51	-3.43	-1.20	-1.14	-1.54	-3.50
C	5.98	8.88	0	0	5.98	8.88	0	0	5.98	8.88
EM	12.13	22.98			22.15	32.38			21.48	31.64

N-8	Vd	VU	H	H	Vd	VU	H	H	Vd	VU
F.D.	0.57	0.27	0.16	0.13	0.49	0.25	0.13	0.13	0.49	0.25
MC	35.26	27.42	0	0	35.26	27.42	0	0	35.26	27.42
D	-35.73	-16.92	-10.03	-8.15	-30.71	-15.67	-8.15	-8.15	-30.71	-15.67
T	-15.85	-9.30	-4.08	-5.02	-14.94	-7.63	-4.08	-4.08	-14.94	-7.63
C	48.09	24.58	0	0	48.09	24.58	0	0	48.09	24.58
D	-24.19	-11.46	-6.79	-5.33	-20.09	-10.25	-5.33	-5.45	-20.55	-10.49
T	-12.30	-5.15	-2.56	-3.40	-10.66	-3.66	-2.72	-2.66	-10.74	-3.82
C	33.36	14.52	0	0	33.36	14.52	0	0	33.36	14.52
D	-15.83	-7.50	-4.44	-3.57	-13.45	-6.85	-3.57	-3.64	-13.72	-7.00
T	-8.86	-2.79	-1.79	-2.22	-7.75	-2.02	-1.82	-1.79	-7.77	-2.14
C	23.14	8.88	0	0	23.14	8.88	0	0	23.14	8.88
EM	26.09	22.28			42.25	29.32			41.42	28.65

N-7	VU	Vd	H	H	VU	Vd	H	H	VU	Vd
F.D.	0.44	0.44	0.12	0.11	0.39	0.39	0.11	0.11	0.39	0.39
MC	35.26	41.32	0	0	35.26	41.32	0	0	35.26	41.32
D	-33.70	-33.70	-9.18	-8.42	-29.87	-29.87	-8.42	-8.42	-29.87	-29.87
T	-17.86	-14.22	-4.21	-4.59	-15.36	-13.33	-4.21	-4.21	-15.36	-13.33
C	48.09	44.08	0	0	48.09	44.08	0	0	48.09	44.08
D	-24.59	-24.59	-6.70	-6.01	-21.33	-21.33	-6.01	-6.06	-21.47	-21.47
T	-12.10	-11.42	-3.00	-3.35	-10.04	-10.61	-3.03	-3.00	-10.28	-10.58
C	33.36	33.42	0	0	33.36	33.42	0	0	33.36	33.42
U	-17.71	-17.71	-4.84	-4.37	-15.50	-15.51	-4.37	-4.38	-15.53	-15.53
T	-7.92	-9.12	-2.19	-2.42	-6.73	-8.48	-2.19	-2.19	-6.86	-8.55
C	23.14	25.42	0	0	23.14	25.42	0	0	23.14	25.42
EM	35.97	33.43			41.02	45.11			40.43	44.83

N-6	Vd	VU	H	H	Vd	VU	H	H	Vd	VU
F.D.	0.59	0.32	0.09	0.08	0.54	0.30	0.08	0.08	0.54	0.30
MC	47.53	41.32	0	0	47.53	41.32	0	0	47.53	41.32
D	-52.42	-28.43	-8.00	-7.11	-47.98	-26.65	-7.11	-7.11	-47.98	-26.65
T	-23.39	-16.85	-3.56	-4.00	-21.90	-14.94	-3.56	-3.56	-21.90	-14.94
C	71.06	44.08	0	0	71.06	44.08	0	0	71.06	44.08
D	-42.09	-22.83	-6.42	-5.66	-38.20	-21.22	-5.66	-5.69	-30.44	-21.56
T	-19.77	-12.30	-2.93	-3.21	-18.58	-10.66	-2.84	-2.83	-18.56	-10.74
C	58.44	33.42	0	0	58.44	33.42	0	0	50.74	33.42
D	-33.61	-18.23	-5.12	-4.53	-30.55	-16.96	-4.53	-4.55	-30.72	-17.05
T	-16.67	-8.86	-2.27	-2.56	-15.69	-7.76	-2.28	-2.27	-15.66	-7.77
C	47.97	25.42	0	0	47.97	25.42	0	0	47.97	25.42
EM	37.05	36.74			52.10	46.05			51.72	45.72

N-5	Vu	Vd	H	H	Vu	Vd	H	H	Vu	Vd
F.D.	0.47	0.47	0.06	0.06	0.44	0.44	0.06	0.06	0.44	0.44
M _E	47.53	52.01	0	0	47.53	52.01	0	0	47.53	52.01
D	-46.78	-46.78	-5.98	-5.97	-43.80	-43.80	-5.97	-5.97	-43.80	-43.80
T	-26.21	-19.00	-2.99	-2.99	-23.99	-17.91	-2.99	-2.99	-23.99	-17.91
C	71.06	61.26	0	0	71.06	61.26	0	0	71.06	61.26
D	-39.54	-39.54	-5.04	-5.07	-37.15	-37.15	-5.07	-5.07	-37.15	-37.15
T	-21.05	-16.70	-2.63	-2.52	-19.10	-15.72	-2.53	-2.53	-19.22	-15.72
C	58.44	52.75	0	0	58.44	52.75	0	0	58.44	52.75
D	-33.33	-33.33	-4.25	-4.28	-31.38	-31.38	-4.28	-4.27	-31.32	-31.33
T	-16.81	-14.66	-2.14	-2.13	-15.28	-13.80	-2.14	-2.14	-15.36	-13.80
C	47.97	45.33	0	0	47.97	45.33	0	0	47.97	45.33
EM	41.28	41.34			54.30	51.59			54.16	51.64

N-4	Vd	Vu	H	H	Vd	Vu	H	H	Vd	Vu
F.D.	0.60	0.35	0.05	0.05	0.57	0.33	0.05	0.05	0.57	0.33
M _E	56.54	52.01	0	0	56.54	52.01	0	0	56.54	52.01
D	-65.13	-37.99	-5.43	-5.43	-61.87	-35.82	-5.43	-5.43	-61.87	-35.82
T	-27.82	-23.39	-2.72	-2.72	-26.66	-21.90	-2.72	-2.72	-26.66	-21.90
C	88.06	61.26	0	0	88.06	61.26	0	0	88.06	61.26
D	-57.23	-33.39	-4.77	-4.77	-54.33	-31.45	-4.77	-4.77	-54.33	-31.45
T	-25.00	-19.77	-2.38	-2.38	-23.94	-18.58	-2.38	-2.38	-23.94	-18.58
C	78.16	52.75	0	0	78.16	52.75	0	0	78.16	52.75
D	-50.26	-29.32	-4.18	-4.18	-47.67	-27.60	-4.18	-4.18	-47.67	-27.60
T	-22.48	-16.67	-2.09	-2.09	-21.53	-15.69	-2.09	-2.09	-21.53	-15.67
C	62.40	45.33	0	0	62.40	45.33	0	0	62.40	45.33
EM	44.24	50.82			56.16	60.31			56.16	60.33

N-3	Vu	Vd	H	H	Vu	Vd	H	H	Vu	Vd
F.D.	0.48	0.48	0.04	0.04	0.46	0.46	0.04	0.04	0.46	0.46
M _E	56.54	59.35	0	0	56.54	59.35	0	0	56.54	59.35
D	-55.63	-55.63	-4.63	-4.64	-53.31	-53.30	-4.64	-4.64	-53.31	-53.30
T	-32.56	-21.70	-2.32	-2.32	-30.94	-21.11	-2.32	-2.32	-30.94	-21.11
C	88.06	72.69	0	0	88.06	72.69	0	0	88.06	72.69
D	-50.00	-50.00	-4.17	-4.16	-47.87	-47.87	-4.16	-4.16	-47.87	-47.87
T	-28.62	-20.34	-2.08	-2.08	-27.16	-19.78	-2.08	-2.08	-27.16	-19.78
C	78.16	66.55	0	0	78.16	66.55	0	0	78.16	66.55
D	-44.96	-44.96	-3.75	-3.74	-43.06	-43.07	-3.74	-3.74	-43.06	-43.07
T	-25.13	-18.67	-1.87	-1.89	-23.84	-18.18	-1.87	-1.87	-23.84	-18.18
C	62.40	60.43	0	0	62.40	60.43	0	0	62.40	60.43
EM	55.26	47.72			65.98	55.71			65.98	55.71

N-2	<u>Vd</u>	<u>Vu</u>	H	<u>H</u>	<u>Vd</u>	<u>Vu</u>	H	<u>H</u>	<u>Vd</u>	<u>Vu</u>
F.D.	0.60	0.37	0.03	0.03	0.58	0.36	0.03	0.03	0.58	0.36
Mc	57.93	59.35	0	0	57.93	59.35	0	0	57.93	59.35
D	-70.37	-43.39	-3.52	-3.52	-68.02	-42.22	-3.52	-3.52	-68.02	-42.22
T	-31.26	-27.82	-1.76	-1.76	-30.67	-26.65	-1.76	-1.76	-30.67	-26.65
C	98.08	72.69	0	0	98.08	72.69	0	0	98.08	72.69
D	-65.96	-40.67	-3.30	-3.30	-63.76	-39.57	-3.30	-3.30	-63.76	-39.57
T	-26.24	-25.00	-1.65	-1.65	-25.58	-23.94	-1.65	-1.65	-25.58	-23.94
C	87.25	66.55	0	0	87.25	66.55	0	0	87.25	66.55
D	-60.55	-37.34	-3.02	-3.03	-58.57	-36.35	-3.03	-3.03	-58.57	-36.36
T	-22.38	-22.48	-1.52	-1.51	-21.86	-21.54	-1.52	-1.52	-21.86	-21.54
C	77.63	60.43	0	0	77.63	60.43	0	0	77.63	60.43
EM	44.13	62.32			52.43	68.75			52.43	68.75

N-1	<u>Vu</u>	<u>Vd</u>	H	<u>H</u>	<u>Vu</u>	<u>Vd</u>	H	<u>H</u>	<u>Vu</u>	<u>Vd</u>
F.D.	0.53	0.44	0.03	0.03	0.52	0.42	0.03	0.03	0.52	0.42
Mc	57.93	60.04	0	0	57.93	60.04	0	0	57.93	60.04
D	-62.52	-51.91	-3.54	-3.54	-61.34	-49.55	-3.54	-3.54	-61.34	-49.55
T	-35.18	0	-1.77	-1.77	-34.01	0	-1.77	-1.77	-34.01	0
C	98.08	37.87	0	0	98.08	37.87	0	0	98.08	37.87
D	-52.47	-43.56	-2.97	-2.95	-51.17	-41.33	-2.95	-2.95	-51.17	-41.33
T	-32.98	0	-1.48	-1.48	-31.88	0	-1.48	-1.48	-31.88	0
C	87.25	31.67	0	0	87.25	31.67	0	0	87.25	31.67
D	-44.76	-37.16	-2.54	-2.52	-43.72	-35.32	-2.52	-2.52	-43.72	-35.32
T	-30.28	0	-1.26	-1.27	-29.29	0	-1.26	-1.26	-29.29	0
C	77.63	27.04	0	0	77.63	27.04	0	0	77.63	27.04
EM	62.70	23.99			69.48	30.42			69.48	30.42

P.B.	<u>Vu</u>		<u>Vu</u>		<u>Vu</u>
F.D.	0	:	0	:	0
Mc	60.04	:	60.04	:	60.04
T	-25.96	:	-24.78	:	-24.78
C	37.87	:	37.87	:	37.87
T	-21.78	:	-20.67	:	-20.67
C	31.67	:	31.67	:	31.67
T	-18.58	:	-17.66	:	-17.66
C	27.04	:	27.04	:	27.04
EM	90.30	:	93.61	:	93.51

" MOMENTOS RESULTANTES "

MARCOS A.O. (Análisis sísmico)
Momentos (Ton-m)

EJES. Nivel,	Eje (---Simetría---)					
	1	2		3		
N-AZ	11.04	-11.04	-8.74	-8.74	-8.45	-8.45
		17.47			16.89	
			12.29		11.78	
N-10	5.76	-23.46	-19.15	-19.15	-18.63	-18.63
	17.70		26.00		25.47	
			22.15		21.48	
N-9	12.13	-35.11	-27.27	-27.27	-26.59	-26.56
	22.98		32.38		31.64	
			29.32		28.65	
N-8	22.28	-48.37	-35.79	-35.79	-35.04	-35.04
	26.09		42.25		41.42	
			41.02		40.48	
N-7	25.97	-59.45	-43.07	-43.07	-42.06	-42.66
	33.48		45.11		44.83	
			46.05		45.72	
N-6	36.74	-73.79	-49.08	-49.08	-48.72	-48.72
	37.05		52.10		51.72	
			54.30		54.16	
N-5	41.28	-82.62	-52.95	-52.95	-52.90	-52.90
	41.34		51.59		51.64	
			60.31		60.33	
N-4	50.82	-95.06	-58.24	-58.24	-58.25	-58.25
	44.24		56.16		56.16	
			65.98		65.98	
N-3	55.26	-102.98	-60.85	-60.85	-60.85	-60.85
	47.72		55.71		55.71	
			68.75		68.75	
N-2	62.32	-106.45	-60.59	-60.59	-60.59	-60.59
	44.13		52.43		52.43	
			69.48		69.48	
N-1	62.70	-86.59	-42.25	-42.25	-42.25	-42.25
	23.99		30.42		30.42	
P.B.	90.30		93.51		93.51	

* MOMENTOS RESULTANTES * (Ton-m)

MARCO 1: (Análisis plástico)

EJES.	A	B	C	Eje		
				←-Simetría-->		
				D		
N-AZ.Serv.		5.53	-5.53	-2.91	-1.49	
				4.40		
		4.07		4.15		
N-AZ	-15.54	-13.17	-13.95	-8.14	-4.89	-2.91
15.54		23.05		8.88		5.83
		17.74		8.64		5.72
N-10	9.42	-33.40	-26.72	-13.98	-9.06	-7.39
23.98		34.90	-25.92	14.06		9.04
		30.42		13.87		8.98
N-9	17.73	-47.95	-37.39	-18.77	-12.20	-10.11
30.22		42.61	-35.73	17.10		11.23
		41.08		16.55		11.18
N-8	30.76	-65.08	-47.51	-25.10	-21.07	-13.21
34.32		52.15	-45.72	29.62		15.24
		52.36		28.83		15.24
N-7	35.36	-78.63	-52.85	-30.03	-27.48	-15.22
43.27		57.19	-56.70	28.68		15.19
		59.48		28.78		14.86
N-6	47.83	-98.24	-63.06	-29.20	-22.42	-21.10
50.41		67.93	-64.35	29.84		27.34
		71.32		30.39		26.66
N-5	55.24	-113.76	-66.63	-28.16	-30.43	-25.60
58.52		70.83	-75.52	28.20		24.53
		79.69		27.78		24.79
N-4	69.70	-130.01	-72.70	-30.26	-33.94	-24.61
60.31		75.41	-82.40	36.41		24.43
		87.04		36.54		24.61
N-3	72.63	-141.18	-75.00	-32.63	-35.22	-23.23
68.55		79.03	-91.07	31.31		21.85
		91.42		32.76		22.27
N-2	84.18	-148.40	-75.64	-26.51	-31.73	-20.54
64.22		76.01	-91.85	25.48		18.80
		93.17		27.88		19.57
N-1	82.90	-125.26	-63.85	-19.51	-23.10	-15.07
42.36		48.22	-77.54	14.81		10.57
P.B.	110.20		113.13		20.82	
						12.44

" MOMENTOS RESULTANTES " (Ton-m)

MARCO 2. (Análisis sísmico)

EJES.	A	EJW (--Simetría--)					
		B	C	D	E		
N-Az. Serv.		5.96	-3.07	-1.40	-1.40	3.07	
		5.96	4.47		4.47		
		5.21	4.24		4.24		
N-AZ	12.00	-12.00	-16.98	-9.14	-8.72	-9.72	-9.14
		30.16	13.62		13.62		
		19.21	12.31		12.31		
N-10	8.93	-25.51	-38.87	-10.60	-21.12	-21.12	-12.60
	16.58		46.39	19.41		19.41	
		34.11	18.65		18.65		
N-9	14.11	-33.67	-52.82	-11.18	-27.96	-27.96	-11.18
	19.56		55.03	20.44		20.44	
		62.52	21.83		21.83		
N-8	20.78	-32.67	-75.94	-14.26	-35.56	-35.56	-14.26
	10.89		67.03	28.07		28.07	
		78.51	28.29		28.29		
N-7	21.20	-43.80	-97.33	-15.78	-39.41	-39.41	-15.78
	22.60		87.53	26.94		26.94	
		96.33	26.80		26.80		
N-6	23.92	-51.11	-108.94	-16.61	-42.91	-42.91	-16.61
	27.19		85.23	32.72		32.72	
		98.57	33.32		33.32		
N-5	29.07	-55.90	-117.72	-17.41	-44.97	-44.97	-17.41
	26.83		97.75	29.06		29.06	
		119.90	30.52		30.52		
N-4	31.40	-57.89	-131.28	-19.66	-49.16	-49.16	-19.66
	26.49		95.43	38.30		38.30	
		119.62	41.07		41.07		
N-3	31.28	-59.84	-141.52	-21.32	-55.08	-55.08	-21.32
	28.56		111.40	35.33		35.33	
		124.39	37.47		37.47		
N-2	31.69	-67.71	-148.27	-23.13	-59.74	-59.74	-23.13
	36.02		125.50	45.40		45.40	
		117.18	43.62		43.62		
N-1	33.97	-69.77	-136.42	-22.62	-58.17	-58.17	-22.62
	31.80		112.58	37.07		37.07	
P.B.	64.22		236.12	66.85		66.85	

" MOMENTOS RESULTANTES," (Ton-m)

MARCO 3. (Análisis sísmico)

EJES.	A		B		Eje ---Simetría--- D	
N-A2	9.85	-9.85	-13.78	-14.10	-14.31	-14.31
			27.78		28.61	
			22.74		23.23	
N-10	8.28	-10.70	-26.51	-27.32	-27.25	-27.25
	10.42		31.09		31.26	
			26.20		26.43	
N-9	9.37	-22.43	-32.52	-33.50	-33.23	-33.23
	13.06		39.82		40.02	
			39.64		39.78	
N-8	12.89	-29.81	-40.22	-42.16	-41.55	-41.55
	16.92		43.44		43.32	
			45.86		45.92	
N-7	17.51	-34.69	-46.20	-47.31	-46.76	-46.76
	17.10		47.63		47.60	
			58.62		58.37	
N-6	20.00	-34.57	-56.18	-57.19	-56.56	-56.56
	14.57		54.75		54.75	
			67.89		67.92	
N-5	18.00	-34.89	-64.70	-65.47	-65.12	-65.12
	16.89		62.28		62.32	
			71.42		71.46	
N-4	19.00	-38.77	-67.34	-67.74	-67.63	-67.63
	19.77		63.66		63.80	
			73.00		73.15	
N-3	21.98	-42.88	-71.47	-71.47	-71.58	-71.58
	20.90		69.94		70.00	
			74.03		74.01	
N-2	22.22	-49.40	-78.14	-78.14	-78.06	-78.06
	27.10		82.25		82.11	
			74.03		73.88	
N-1	24.11	-50.08	-74.75	-74.75	-74.61	-74.61
	25.97		75.47		75.36	
P.B.	50.27		155.78		155.73	

" MOMENTOS RESULTANTES, " (Ton-m)

MARCO 4, (Análisis sísmico)

EJES.	A		B		Eje Simétrico	
N-Az	7.71	-7.71	-10.76	-11.08	-11.22	-11.22
			21.84		22.44	
N-10	5.68	-17.67	14.13	-25.89	14.49	-25.79
	11.99		-25.13		-25.79	
			36.89		37.09	
N-9	9.94	-24.87	27.53	-37.12	27.78	-36.82
	14.93		-36.03		-36.82	
			45.62		45.85	
N-8	14.55	-34.22	44.65	-48.44	44.82	-47.87
	19.67		-47.01		-47.87	
			50.80		50.91	
N-7	20.13	-40.39	53.03	-55.12	53.07	-51.43
	20.26		-53.49		-54.33	
			55.56		55.58	
N-6	23.21	-40.49	68.07	-67.49	68.06	-66.50
	17.28		-66.21		-66.50	
			64.93		64.94	
N-5	21.19	-41.22	79.90	-77.50	79.93	-76.97
	20.03		-76.24		-76.97	
			73.94		74.01	
N-4	22.47	-46.10	84.43	-86.52	84.52	-82.38
	23.63		-84.52		-80.38	
			85.61		76.24	
N-3	26.18	-51.07	86.93	-85.36	87.10	-82.25
	24.89		-84.86		-82.25	
			83.29		83.33	
N-2	26.60	-56.33	88.68	-92.31	88.67	-82.01
	31.73		-92.31		-92.21	
			95.93		95.75	
N-1	28.80	-58.54	8.52	-87.10	88.32	-86.24
	29.54		-87.10		-86.94	
			85.67		85.55	
P.D.	57.74		178.06		178.80	

" MOMENTOS RESULTANTES " (Ton-m)

MARCO 5, (Análisis sísmico)

EJES.	A		B		Eje ←---Simetría---→ D	
N-A2	9.26	-9.26	13.91	-7.12 -6.79	13.62	-6.81 -6.81
N-10	5.39 16.23	-21.62	22.36	10.18 -16.59 -15.95	22.05	9.89 -15.27 -15.97
N-9	11.77 21.50	-32.27	28.30	19.10 -24.07 -23.33	27.93	18.75 -23.34 -23.34
N-8	21.40 26.03	-47.43	37.76	26.51 -32.51 -31.76	37.28	26.16 -31.72 -31.72
N-7	26.43 32.80	-52.23	41.04	37.27 -32.46 -38.85	40.84	36.93 -38.89 -38.89
N-6	36.01 36.94	-72.95	47.28	42.50 -45.06 -44.72	47.06	42.31 -44.69 -44.69
N-5	40.73 41.45	-82.18	48.42	49.68 -42.05 -49.05	48.42	49.57 -49.00 -49.00
N-4	48.39 49.76	-90.15	52.75	54.79 -53.77 -53.77	52.75	54.79 -53.77 -53.77
N-3	52.66 48.12	-100.78	53.40	59.75 -56.58 -56.58	53.40	59.75 -56.58 -56.58
N-2	58.21 46.59	-104.80	52.05	62.47 -57.26 -57.26	52.05	62.47 -57.26 -57.26
N-1	57.16 31.22	-88.38	35.52	61.62 -48.57 -48.57	35.52	61.62 -48.57 -48.57
P.B.	75.90		78.05		78.05	

* MOMENTOS RESULTANTES * (Ton-m)

MARCOS B.F. (Análisis sísmico)

EJES.	1	2	3	4	5				
Az.Serv.	-7.38	-7.33							
	7.38	7.33							
		7.42							
N-Az	7.46	-14.86	-16.56	-15.58	-13.62	-14.03	-13.99	-13.57	-9.81
	7.40		24.72		27.65		27.65		9.81
		17.68		18.94		18.75		7.34	
N-10	6.36	-20.36	-30.91	-29.09	-30.14	-31.06	-30.79	-29.89	-21.04
	14.00		42.32		42.26		41.93		13.70
		32.40		32.69		32.35		11.66	
N-9	11.81	-28.13	-42.38	-39.89	-40.89	-42.12	-41.85	-40.61	-27.93
	16.32		49.87		50.32		50.11		16.27
		52.30		52.61		52.53		16.42	
N-8	16.50	-36.63	-65.88	-62.01	-50.11	-51.62	-51.65	-50.14	-36.43
	20.13		75.59		49.12		49.26		20.01
		80.79		54.85		54.99		21.14	
N-7	21.17	-42.25	-84.02	-79.07	-55.90	-57.59	-57.72	-56.03	-42.17
	21.08		82.30		58.64		58.76		21.03
		97.36		68.39		68.51		23.51	
N-6	23.67	-44.67	-86.60	-81.50	-71.64	-73.81	-73.99	-71.82	-44.19
	21.00		70.74		77.06		77.30		20.68
		87.21		89.39		89.49		23.82	
N-5	23.99	-46.36	-88.53	-83.33	-84.74	-87.31	-87.32	-84.75	-46.16
	22.37		84.65		82.66		82.58		22.34
		97.90		95.86		95.75		25.44	
N-4	25.51	-51.46	-100.17	-94.28	-87.45	-90.11	-90.83	-88.15	-51.46
	25.95		96.55		81.70		83.23		26.02
		110.91		93.37		96.65		29.33	
N-3	29.03	-55.53	-110.27	-103.79	-89.27	-91.98	-95.35	-92.54	-56.13
	26.50		103.15		87.88		91.24		26.80
		114.25		98.50		100.20		28.76	
N-2	28.65	-63.57	-121.13	-114.0	-99.78	-102.8	-101.87	-98.87	-63.49
	34.92		120.88		104.09		100.54		34.73
		110.98		94.77		93.42		32.05	
N-1	32.24	-62.69	-112.90	-106.25	-92.05	-94.84	-94.40	-91.62	-62.41
	30.45		108.17		92.12		92.60		30.36
P.B.	60.53		222.74		189.46		189.70		60.48

" MOMENTOS RESULTANTES ." (Ton-m)

MARCOS C.E. (Análisis sísmico)

EJES.	1	2
N-Az.serv.	3.89	3.49
	-3.89	-3.49
N-Azotea	3.22	2.23
	4.55	10.82
	-7.77	-13.05
N-10	3.93	7.31
	7.46	17.60
	-11.39	-24.91
N-9	6.50	12.72
	8.92	21.03
	-15.42	-33.75
N-8	8.81	21.54
	8.69	26.21
	-17.50	-47.75
N-7	8.80	27.26
	9.11	31.50
	-17.91	-58.76
N-6	9.04	33.34
	16.76	26.87
	-25.80	-60.21
N-5	16.63	30.12
	16.29	32.09
	-32.92	-62.21
N-4	17.17	33.25
	16.61	33.81
	-33.78	-67.06
N-3	17.49	36.47
	16.14	34.27
	-33.63	-70.74
N-2	18.55	40.55
	15.84	35.61
	-34.39	-76.16
N-1	17.87	40.86
	11.69	25.91
	-29.56	-66.76
P.B.	24.16	59.67

ESTA TABLA NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

19

" MOMENTOS RESULTANTES " (Ton-m)

MARCO D, (Análisis sísmico)

EJES.	1	3	4	5		
N-AZ	-1.69	-5.66	-13.74	-11.62	-11.27	-8.07
1.69		19.40		22.89		8.07
		12.32		15.38		6.00
N-10	-3.29	-13.18	-32.01	-28.20	-25.42	-17.72
2.48		32.87		36.24		11.72
		23.80		27.90		9.91
N-9	-5.21	-18.62	-45.21	-36.18	-35.11	-24.02
2.81		40.03		43.39		14.18
		41.14		43.04		13.93
N-8	-9.66	-24.57	-59.67	-46.26	-44.90	-32.45
1.16		43.10		48.12		18.52
		46.23		50.45		19.07
N-7	-12.60	-27.82	-67.57	-52.37	-50.82	-37.92
5.40		49.16		52.74		18.92
		60.39		64.14		21.85
N-6	-10.69	-34.68	-84.21	-63.62	-61.81	-38.13
4.03		58.50		61.36		16.28
		73.81		75.29		19.88
N-5	-9.54	-41.41	-100.56	-73.58	-71.41	-38.65
4.62		68.15		69.70		18.77
		76.56		79.58		21.10
N-4	-13.25	-42.55	-103.33	-76.28	-74.03	-43.19
8.40		69.32		70.73		22.09
		78.17		80.90		24.59
N-3	-16.68	-44.21	-107.36	-80.48	-78.12	-47.48
1.93		73.40		77.70		22.89
		80.48		85.03		24.52
N-2	-18.48	-49.17	-112.42	-86.35	-83.82	-54.10
9.76		88.11		85.14		29.58
		80.67		79.84		27.46
N-1	-17.65	-46.04	-111.81	-80.04	-77.68	-53.00
8.32		77.18		77.68		25.54
P.B.	16.09	159.86		160.21		51.08

VI. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.-

VI.1 LOSA ALIGERADA.-

Para realizar el diseño de las nervaduras de la losa aligerada se deben tomar en consideración algunas disposiciones que nos señalan las normas de emergencia y el reglamento de construcciones en sus normas complementarias editadas por la UNAM en el No.401 para el Distrito Federal, las cuales son las siguientes:

Normas de emergencia.

ARTICULO DÉCIMO SEGUNDO. " Para el análisis ante cargas laterales se consideraran en las losas vigas equivalentes con ancho igual a $c_2 + 3h$ como máximo. Al menos 75 por ciento del refuerzo longitudinal necesario para resistir los efectos sísmicos en cada viga equivalente de esta índole atravesará la columna correspondiente."

" Las losas aligeradas contarán con una zona maciza alrededor de cada columna de cuando menos 2h medida desde el plano de la columna."

" El refuerzo transversal de la viga equivalente se continuará en la zona maciza mediante estribos colocados a una distancia centro a centro no mayor que un tercio del peralte efectivo de la losa."

Normas Complementarias.No.401.

4.3.1 "Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionaran como vigas."

4.3.6 e) "Los momentos flexionantes en secciones criticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuiran entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla siguiente:"

	FRANJAS DE COLUMNA	FRANJAS CENTRALES
Momentos positivos.	60	40
Momentos negativos.	75	25

4.3.6 f) "Los refuerzos positivo y negativo deben prolongarse mas alla de cada punto de inflexion una distancia no menor que un decimo del claro respectivo."

"Debe mantenerse no menos de la cuarta parte del refuerzo positivo total maximo hasta la línea que une los centros de columnas."

2.1.2 d) FORMULAS PARA CALCULAR RESISTENCIAS A FLEXION, M_R .

En dichas expresiones $f_R = 0.90$.

$$M_R = f_R b d^2 f_c q (1 - 0.5q)$$

o bien $M_R = f_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$

donde

A_s. Area del refuerzo de tension.

b. Ancho de la seccion.

d. Peralte efectivo.

$$f_c = 0.85 f'_c \quad , \quad f_y = 0.87 f'_y ;$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} ; \rho_{bal} = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{bal} ; \rho_{min} = \frac{0.7 f'_c}{f_y}$$

2.1.5 FUERZA CORTANTE.

b) "Cuando V_u sea mayor que V_{cr} , el espaciamiento, S , se determinara con la expresion :

$$s = \frac{FR A_v f_y d}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{FR A_v f_y}{3.5b}$$

Unde

- V_u . Fuerza cortante ultima de diseno.
- V_{cr} . Fuerza cortante que toma el concreto.
- A_v . Area transversal del refuerzo por tension diagonal comprendido en una distancia s .
- b . Ancho de la seccion.
- d . Heralte de la seccion.
- $FR = 0.8$

1) "El esfuerzo cortante maximo de diseno no debe exceder de $FR f'_c$, a menos que se suministre refuerzo."

"Si el esfuerzo cortante maximo de diseno, V_u , excede de $FR f'_c$ se suministrara refuerzo por tension diagonal."

"Se supondra $V_u = V_{ub}$ y $V_{cr} = 0.5FR bd f'_c$. En ningun caso se admitira que V_u sea mayor que $1.5FR f'_c$. (En este caso $\rho = 0.8$)

REFUERZO MINIMO. "En losas planas en cuyo diseno por sismo se use un factor de ductilidad de 3 o mayor, debe suministrarse un refuerzo minimo, usando estribos de diametro no menor de 6.3 mm espaciados a no más de $d/2$. Este refuerzo se mantendra hasta no menos de un cuarto del claro correspondiente."

3.1.1 ANCLAJE. "En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo, la longitud que continua de cada barra que no se corta o se dobla es mayor o igual que $L_d + d$."

donde

$$L_d = 0.06 \frac{A_s f_y}{f'c} \geq 0.006d f_y \quad ; \quad d: \text{diámetro de la barra}$$

A_s : Área transversal de la barra en cm^2 .

* En ningún caso L_d será menor de 30 cm.

A continuación se presenta para ejemplificar, el diseño de las nervaduras que corresponden a los marcos B,A,B de la planta tipo. Por ser similares, el diseño de las nervaduras de un solo marco con las acciones más desfavorables que actúan sobre ellos, será suficiente para definir las de los tres.

1. Se definen constantes.

$$h = 40\text{cm} \quad ; \quad d = 35\text{cm} \quad ; \quad f_c = 1.1 (C_m + C_v + Sismo);$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad ;$$

$$f'c = 0.8f'c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad f'c = 0.85f'c = 170 \text{ kg/cm}^2;$$

$$p_{bal} = \frac{f'c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.019 \quad ; \quad p_{max} = 0.75p_{bal} = 0.014$$

$$q = p_{max} \frac{f_y}{f'c} = 0.35$$

2. Se obtiene el M_R por unidad de acero:

$$M_R = f_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$$

$$M_R = 0.9 \times \frac{1\text{cm}^2}{1000\text{kg}} \times 4200\text{kg/cm}^2 \times 35\text{cm} \times 0.825 \times \frac{11\text{cm} \times 1\text{m}}{100\text{cm}}$$

$$M_R = 1.09 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

3. Se desarrolla una tabla de M_R por número de varillas.

#	" M_R por número de varillas. (10n-m)"						Anclaje	
	AS	1	2	3	4	5	d_b	L_{db} (cm)
3	0.71	0.77	1.55	2.32	3.10	3.87	0.95	30
4	1.27	1.38	2.77	4.15	5.54	6.92	1.27	32
5	1.96	2.14	4.28	6.42	8.56	10.68	1.58	39.02
6	2.87	3.13	6.26	9.39	12.52	15.64	1.91	48.13
8	5.10	5.56	11.12	16.68	22.24	27.80	2.54	81.28
10	7.92	8.63	17.26	25.89	34.52	43.15	3.18	126.23
12	11.40	12.43	24.85	37.28	49.71	57.00	3.81	161.71

4. Se desarrollan las ecuaciones de las envolventes del momento flexionante y del cortante en el marco, con las acciones más desfavorables y se tabulan o grafican los valores últimos de diseño encontrados. (Se recomienda usar computadora para tabular las ecuaciones.)

$$M_F(x) = - (M_{D1} + M_{S1}) \frac{(L-x)}{L} + (M_{D2} + M_{S2}) \frac{x}{L} + (wL/2)x - wx^2/2$$

$$V_H = 1/L (M_{D1} + M_{S1} + M_{D2} + M_{S2}) ; \quad V(x) = W/2 + V_H - wx$$

donde

$M_F(x)$: Momento flexionante resultante en x.

$V_F(x)$: Fuerza cortante resultante en x.

V_H : Cortante hiperestático.

w = wL (Carga total en Ton)

w = Carga uniformemente repartida en Ton/m.

L = Longitud del claro.

2. Las envolventes se multiplican por $FC = 1.1$ y se distribuyen según sea el caso, positivo o negativo el momento, entre la franja de columnas y la franja central.

MARCOS S.A.G. (Envolventes Cm + Cv + sismo)

PLANTA TIPO:

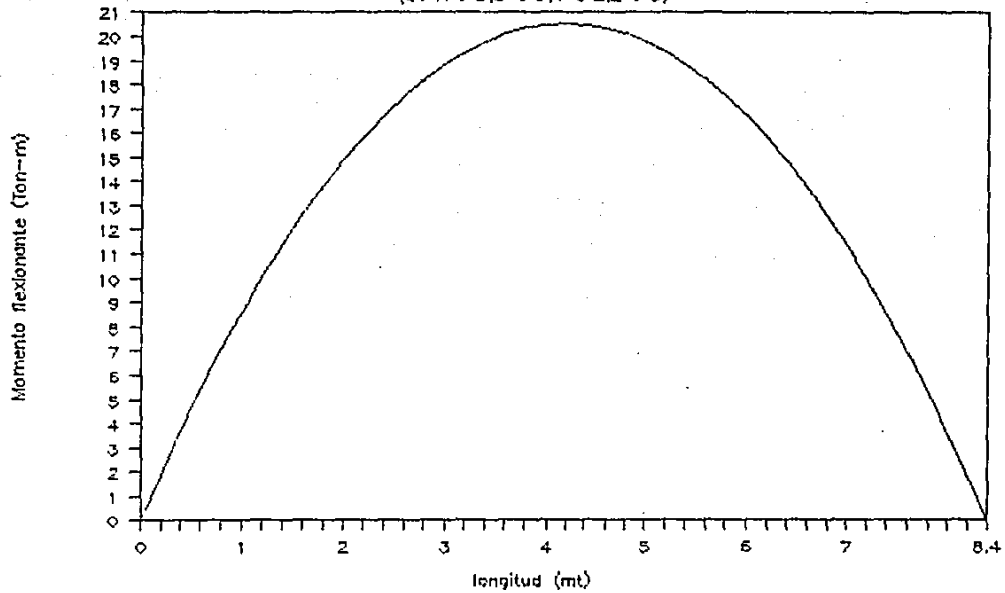
Ejes. >	1		2		3	
	A	B	B	D	Eje --Simetría--	
	W = 19.62 Ton L = 8.40m		W = 19.62 Ton L = 8.40m			
M ₀	13.18	-15.10	14.08	-13.72		
M ₉	-106.45	-60.05	-60.05	-60.85		

Eje	X(m)	"Envolvente" "Franja Col." "Franja Cent."							
		M(T-m)	M(T-m)	1.1M	1.1M	75%	50%	25%	40%
A, 1	0.00	93.27	-119.63	102.60	-131.59	-98.62	81.56	-32.50	41.04
	1.00	81.77	-91.30	89.95	-100.43	-75.32	53.97	-25.11	35.96
	2.00	67.93	-65.31	74.72	-71.84	-53.08	44.03	-17.96	29.89
	3.00	51.75	-41.65	56.93	-45.82	-34.37	34.16	-11.46	22.77
	4.00	33.24	-20.32	36.56	-22.35	-16.76	21.94	-5.59	14.62
	5.00	12.40	-1.34	13.64	-1.47	-1.10	0.10	-0.37	5.40
	6.00	-10.78	15.32	-11.86	16.85	-8.90	10.11	-2.97	6.74
	7.00	-36.30	29.63	-39.93	32.59	-29.95	19.55	-9.92	13.04
	8.00	-64.15	41.61	-70.57	45.77	-52.93	27.46	-17.64	16.31
B, 2	8.40	-75.95	45.75	-83.55	50.33	-62.66	30.20	-20.89	20.13
H, 2	0.00	46.77	-74.93	51.45	-82.42	-61.02	30.87	-20.61	20.58
	1.00	40.97	-51.76	45.07	-56.94	-42.71	27.04	-14.24	16.03
	2.00	32.83	-30.92	36.11	-34.01	-25.51	21.67	-8.50	14.44
	3.00	22.35	-12.42	24.59	-13.66	-10.25	14.75	-3.42	9.84
	4.00	9.54	3.75	10.49	-	-	6.29	-	4.20
	5.00	-5.60	17.58	-6.16	19.34	-4.62	11.60	-1.54	7.74
	6.00	-23.08	29.07	-25.39	31.98	-19.04	19.19	-6.35	12.79
	7.00	-42.90	38.23	-47.19	42.05	-35.39	25.23	-11.00	16.82
	8.00	-65.05	45.05	-71.56	49.56	-53.67	29.74	-17.89	19.82
D, 3	8.40	-74.57	47.13	-82.03	51.84	-61.52	31.10	-20.51	20.74

Eje	X(m)	"Envolvente"	
		V(Ton)	V(Ton)
A, 1	0.00	-10.34	29.50
B, 2	8.40	-29.96	9.88
B, 2	0.00	-4.64	24.34
D, 3	8.40	-24.26	4.72

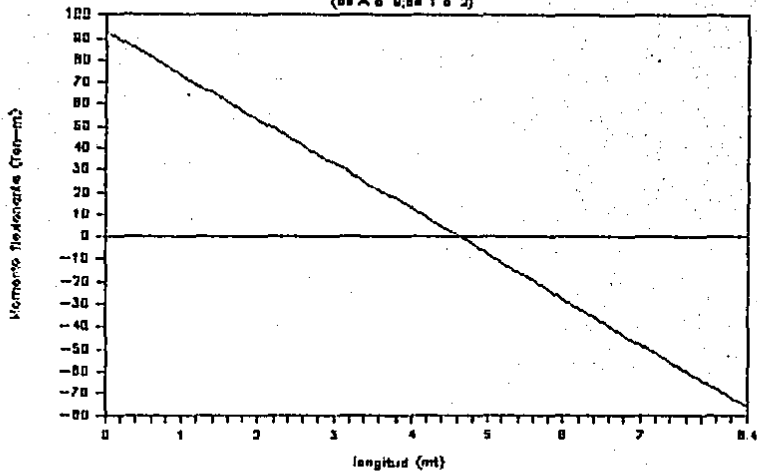
MOMENTOS ISOSTATICOS

(de A a B, B a D; 1 a 2, 2 a 3)



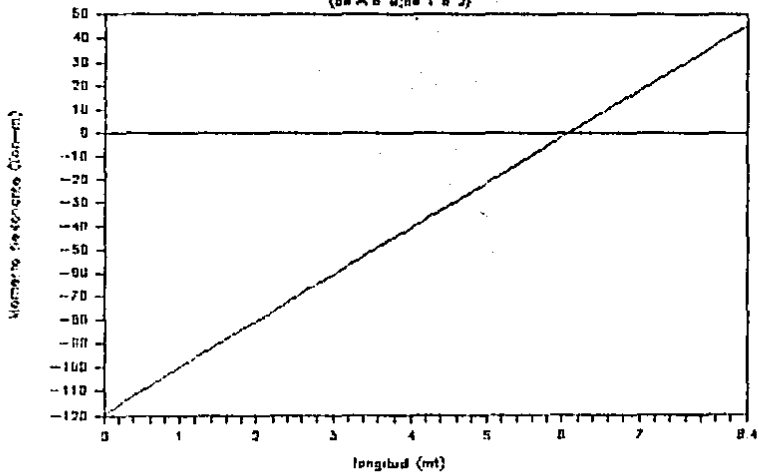
MOMENTOS HIPERESTATICOS (CM+CV+SISMO)

(de A a B; de 1 a 2)



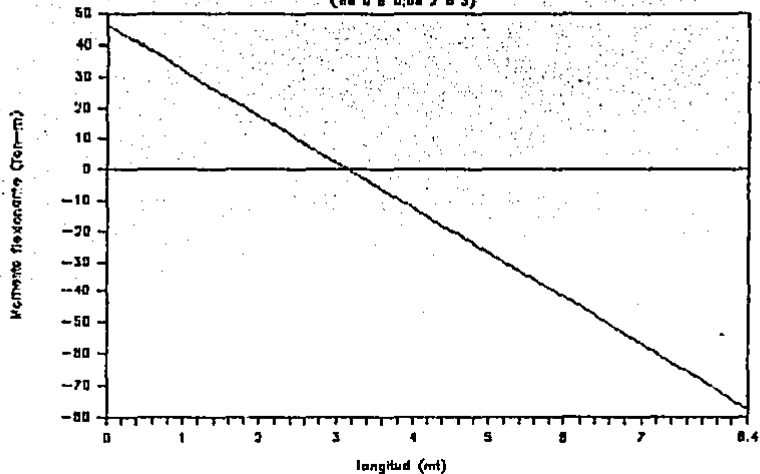
MOMENTOS HIPERESTATICOS (CM+CV+SISMO)

(de A a B; de 1 a 2)



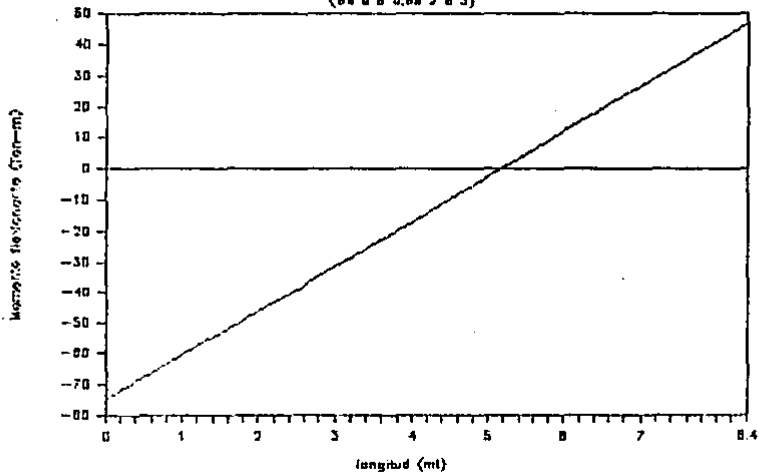
MOMENTOS HIPERESTATICOS (CM+CV+SISMO)

(da 0 = 0; da 2 = 3)



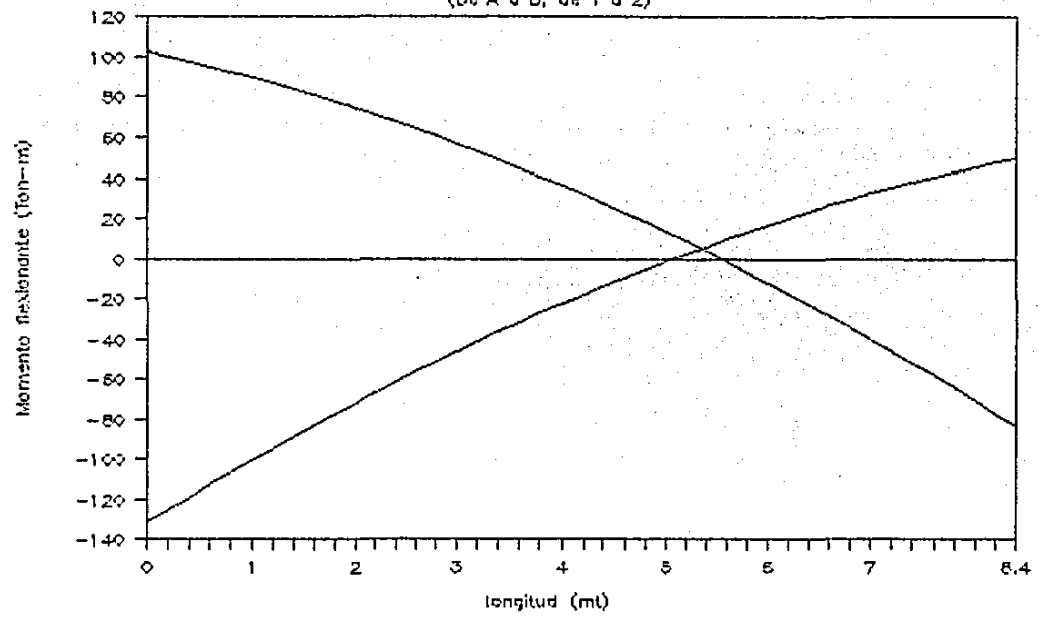
MOMENTOS HIPERESTATICOS (CM+CV+SISMO)

(da 0 = 0; da 2 = 3)



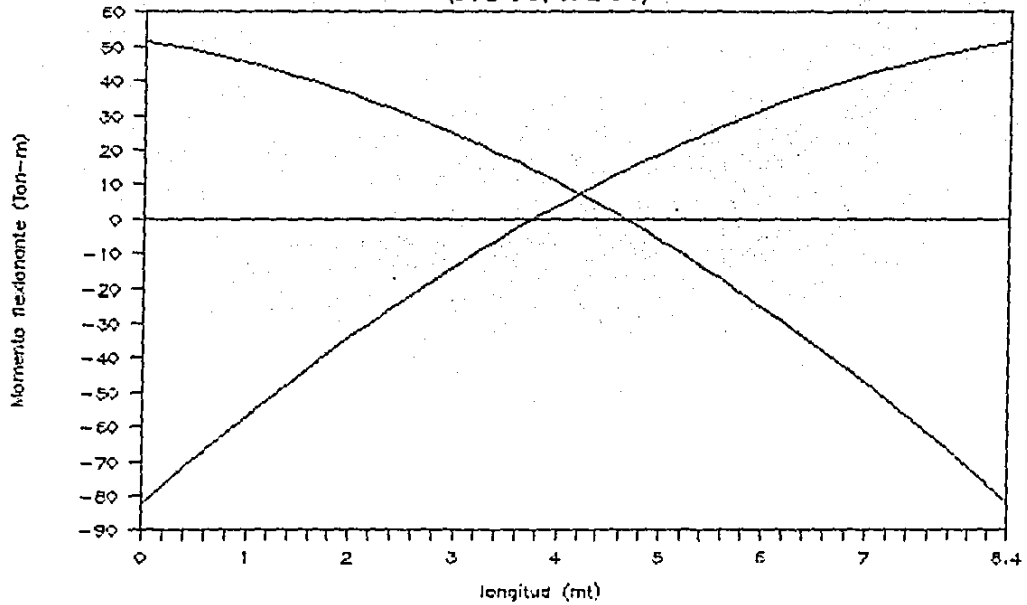
ENVOLVENTE (CM+CV+SISMO)

(De A a B; de 1 a 2)



ENVOLVENTE (CM+CV+SISMO)

(D₁ B = D; de 2 a 3)



g. Con la tabla de M_K por número de varillas y los momentos ya distribuidos en cada tranja, se determina el acero de refuerzo por flexión que llevara cada nervadura como aparecen en los planos de nervaduras. (ver nervaduras de los Marcos 3,4,6)

Como ejemplo se puede ver que en el apoyo del Eje A, en la tranja de columnas, es necesario cubrir un momento negativo de -98.69 T-m , por lo que se colocaran en la parte superior de las nervaduras 4 vars. del #12 mas 2 vars. del #10, en la nervadura que atraviesa la columna, y en las 3 nervaduras de tranja central restantes se colocaran 2 vars. #6 mas 2 vars. del #5. Sustituyendo los valores que aparecen en la tabla de M_K por número de varillas se obtiene:

Nervadura que atraviesa la columna.

$$4 \#12 + 2 \#10 \\ 49.71 + 17.26 = 66.97 \text{ Ton-m}$$

3 Nervaduras centrales.

$$3 \times 2 \#6 + 2 \#5 \\ 3 \times (6.26 + 4.26) = 31.62 \text{ Ton-m}$$

$$M_R = 66.97 + 31.62 = 98.59 \text{ Ton-m}$$

f. Se revisan las nervaduras por cortante con el valor más desfavorable en todo el marco. Solo se revisan las nervaduras de la tranja de columnas por pertenecer estas a la viga equivalente, y en las de tranja central solo se colocaran estribos para armar el acero por flexión, no excediéndose de la separación máxima.

$$s_{max} = \frac{FR \cdot Av \cdot ty}{3 \cdot bd}$$

$$v_u = 32.96 \text{ Ton}; \quad v_{cr} = 0.5 \text{ bd FRF}^2/c$$

$$v_{cr} = 0.5 (150+35+35+20) (35) (11.31) \left(\frac{1}{1000} \right)$$

$$v_{cr} = 27.71 \text{ Ton}; \quad v_u - v_{cr} = 32.96 - 27.71 = 5.25 \text{ Ton}$$

$$5,250 \text{ kg} + 4 \text{ nervaduras} = 1,312 \text{ kg}; \quad s = \frac{FR \cdot Av \cdot ty \cdot d}{v_u - v_{cr}}$$

$$s = \frac{0.8 \times 1.00 \times 4200 \times 35}{1,312} = 69.63 \text{ cm} \quad \text{EST. \#2.5}$$

Se determina la separación máxima en cada nervadura con EST. #2.5

$$s_{max} = \frac{0.8 \times 1.00 \times 4200}{3.5 (20)} = 48 \text{ cm}$$

$$s_{max} = \frac{3,360}{3.5 (35)} = 27.43 \text{ cm}$$

$$s_{max} = \frac{3,360}{3.5 (150)} = 19.20 \text{ cm}$$

• Según las Normas de Emergencia la separación máxima será de $a/3 = 12 \text{ cm}$ desde centro de columna hasta L/4.

Por lo tanto,

En nervaduras de Franja de Columnas:

"EST. #2.5 ϕ 12cm hasta L/4 = 2.10 m "

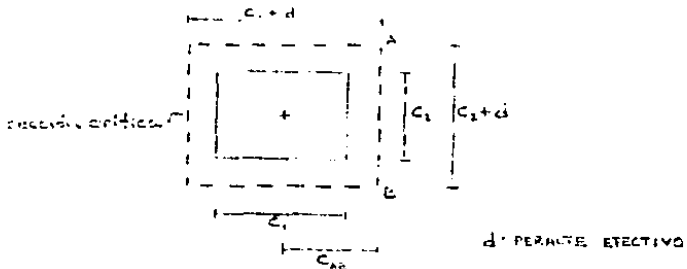
"En el centro EST. #2.5 ϕ 30cm"

En nervaduras de Franja Central:

$$s_{max} = \frac{2,360}{3.5 (10)} = 96 \text{ cm}; \quad \text{"EST. #2.5 } \phi 50 \text{ cm a todo lo largo"}$$

H. Se revisa por penetración o tensión diagonal las zonas macizas de la losa tanto en columna interna como en externa. A continuación se presenta el procedimiento de diseño en los dos tipos.

Columna interna 4-D planta tipo.



$$C_1 = 120\text{cm} ; C_2 = 120\text{cm} ; C_1+d = C_2+d = 120 + 45 = 165\text{cm}$$

$$C_{AB} = C_1+d/2 = 165/2 = 82.50\text{cm}$$

$$A_c = 2d (C_1+C_2+2d) = 2 \times 45 (165+165+90) = 37,800 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1 - [1 + 0.67(C_1+d/C_2+d)^{1/2}]^{-1} = 0.40$$

$$J_c = d(C_1+d)^3 / 6 + (C_1+d)d^3 / 6 + 3(C_2+d)(C_1+d)^2 / 2$$

$$J_c = 137,269,688 \text{ cm}^4$$

Donde:

A_c Área de cortante de la sección crítica.

d Peralte efectivo de la zona maciza.

α Coeficiente de transferencia de momento.

C_{AB} Distancia al centroide de la sección crítica.

De las envolventes bajo carga muerta + carga viva +sismo se obtienen el momento y cortante que se aplica en la zona maciza.

COLUMNA

	$\frac{d}{4} w = 4.72 \text{ Ton/m}$		$\frac{d}{4} w = 4.72 \text{ Ton/m}$	
M_D ≤ 6.86		-25.55	26.45	
M_B -119.42	$L = 8.40 \text{ m}$	-86.35	-83.62	$L = 8.40 \text{ m}$
M_S 119.42		86.35	83.62	

envolvente en columna 4-D.

	M_1	M_2	V	V
Izq.	-111.90	60.80	-44.16	4.83
Der.	57.37	-110.27	3.03	36.47

84.50 Ton-m

RESUMEN: 111.90 --- | --- 57.37
84.77

Cortante aplicado: $V = 44.16 \text{ Ton}$

$$M_u = 1.1(84.5 + 84.77) = 186.20 \text{ Ton-m}$$

$$V_u = F_c V = 1.1 \times 44.16 = 48.58 \text{ Ton}$$

$$\alpha M_u = 0.4 \times 186.20 = 74.70 \text{ Ton-m}$$

$$V_{u\max} = V_u / A_c + \alpha M_u C_{AB} / J_c$$

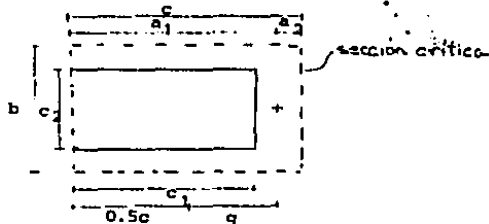
$$V_{u\max} = 48.580 / 37,600 + 74.70 \times 10^9 \times 82.5 / 137,269,680$$

$$V_{u\max} = 5.77 \text{ kg/cm}^2 < FR \text{ f'f'c} = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

Luego solo se usara el refuerzo transversal minimo que indican las normas de emergencia.

"Se colocaran estribos #3 en la zona maciza a cada 12cm hasta L/4."

Columna Externa 3-A Planta Tipo.



(se considera $d=45\text{cm}$ por la adición de 10 cm de capitel)

$$c_1 = 90\text{cm} ; c_2 = 90\text{cm} ; C = c_1 + d/2 = 90 + 45/2 = 112.50\text{cm}$$

$$b = c_2 + d = 90 + 45 = 135\text{cm}$$

$$Ac = (2C + b)d = (2 \times 112.5 + 135)45 = 16,200\text{cm}^2$$

$$u = bc / (2c + b) = 21.09\text{cm} ; a_2 = C/2 - g = 112.5/2 - 21.09$$

$$a_2 = 35.16\text{cm}$$

$$Jc = ac^3 / 6 + ca^3 / 6 + 2cad^2 + bd(C/2 - g)^2$$

$$Jc = 24,400,855 \text{ cm}^4$$

$$u = 1 - \left(1 + 0.67[(c_1 + d)/2] / (c_2 + d) \right)^{-1}$$

$$u = 0.38$$

COLUMNA

	<u>A</u>	<u>B</u>
M _D	24.42	-29.23
M _B	-67.71	-148.37
M _S	67.71	148.37

w = 37.04 Ton/m
L = 8.40m

Envolvente bajo carga muerta + carga viva + sismo:

$$M_1 = 43.29 \text{ Ton-m} ; V = -7.78 \text{ Ton}$$

$$M_2 = -92.13 \text{ Ton-m} ; V = 43.67 \text{ Ton}$$

-41.23 Ton-m

RESUMEN : :---92.13 Ton-m v = 43.67 Ton

-50.90 Ton-m

se obtiene el esfuerzo cortante máximo y se compara con el esfuerzo cortante que toma el concreto.

$$M_u = 1.1 (92.13) = 101.34 \text{ Ton-m}$$

$$V_u = 1.1 \times 43.67 = 48.04 \text{ Ton}$$

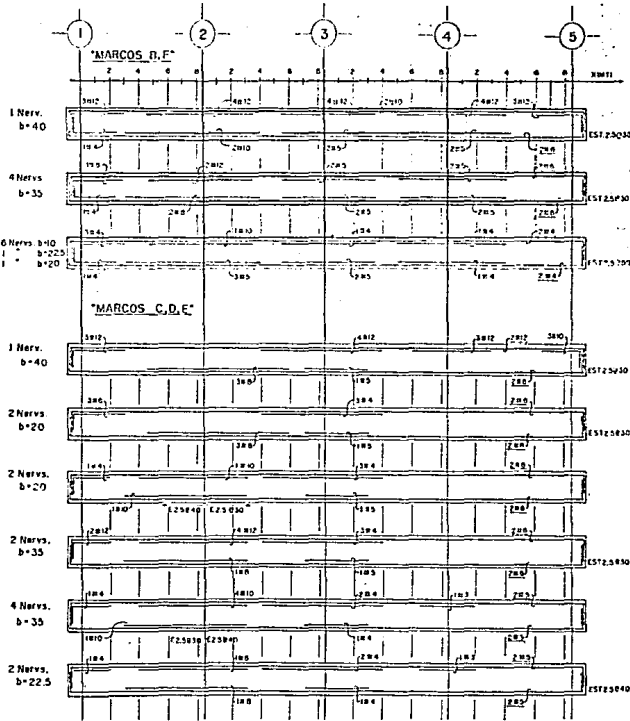
$$u M_u = 0.38 \times 101.34 = 38.46 \text{ Ton-m}$$

$$V_{u\max} = V_u / A_c + \alpha M_u a_2 / J_c$$

$$V_{u\max} = 48,040 / 16,200 + 38.46 \times 10^5 \times 35.16 / 24,400,855$$

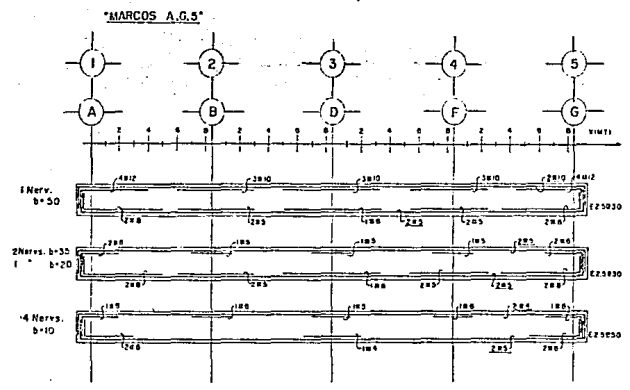
$$V_{u\max} = 8.51 \text{ kg/cm}^2 < FR f_f^*c = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto se colocara el refuerzo transversal mínimo en la zona maciza como indican las normas de emergencia. Se colocaran estribos #3 a cada 12 cm prolongandose hasta una longitud de L/4.



NERVADURAS DE LOSA.

PLANTA TIPO.



NOTA IMPORTANTE: (Según Normas de Emergencia) En nervaduras de trazo de columnas se colocará EST 2302 hasta L/4. En el resto, como lo indica cada nervadura.

UNIVERSIDAD ANAHUAC.	
INGENIERIA CIVIL.	
EDIFICIO DE OFICINAS.	
TORO CALZADA RUBEN E.	
ESC. SIN	ACOT.: DIC/7

VI.2 COLUMNAS.-

Las disposiciones que se deberán tomar en consideración para el diseño de columnas son las siguientes.

Normas de emergencia.

ARTICULO DECIMO."Hay estribos cerrados de cuando menos 0.95cm de diámetro (No.3) a separaciones que no excedan de 20cm ni de 700 veces el diámetro de la barra longitudinal dividido entre la raíz cuadrada de su esfuerzo de fluencia especificado en kg/cm². Estos límites se reducirán a la mitad en ambos extremos de la columna en una longitud igual a la dimensión mayor de la sección de esta, pero no menor de 60cm."

Normas complementarias.No.401

I.3.2 EFECTOS DE ESBELTEZ.

a) " Longitud libre,H, de un miembro a flexocompresion. En columnas que soporten losas planas, H sera la distancia libre entre el piso y la seccion en que la columna se une al capitel, al abaco o a la losa, segun sea el caso."

"Longitud efectiva,H', de un miembro a flexocompresión. Si los extremos no están restringidos lateralmente (Marcos no contraventeados), la longitud efectiva puede calcularse con el nomograma de la fig.1.1b."

b) " Los efectos de esbeltez pueden despreciarse en miembros con extremos no restringidos, cuando H'/r es menor que 22. En secciones rectangulares, el radio de giro, r , puede tomarse igual a 0.03 por la dimensión de la sección en la dirección considerada."

d) "Los miembros sujetos a flexocompresión en los que no puedan despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_u , obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado, obtenido aproximadamente con el siguiente procedimiento:"

El momento amplificado, M_c , se calculará con la expresión $M_c = F_a M_2$, donde M_2 es el mayor de los momentos, en valor absoluto, que actúan en los extremos del miembro, obtenido del análisis convencional incluyendo la excentricidad accidental, que será igual a $0.05h/2$ cm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión. Es decir, $M_c = F_a (M_D + M_S + M_{ea})$.

Donde

$M_D = 1.1 \times$ momento ocasionado por CH + CV.

$M_S = 1.1 \times$ momento ocasionado por sismo.

$M_{ea} = P_u \times 0.05h =$ momento por excentricidad accidental.

$F_a = [1 - P_u/P_c]^{-1}$; $P_c = FR \pi^2 EI / (H')^2$;

$EI = 0.4 E_c I_g / (1 + u)$;

$u = \frac{M_1 M_2}{M_1 I_1}$; $E_c = 10,000 \sqrt{f'c}$;

I_g : momento de inercia centroidal de la sección bruta de

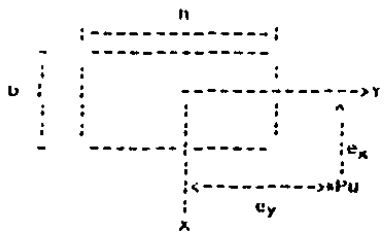
concreto.

U : Relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total.

Diseño de columnas.No.428

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION BIAIXIAL.

Considérese la siguiente figura y su nomenclatura.



$$M_{ux} = P_u e_x \quad ; \quad R_x = M_{ux} / FR bh^2 f''c \quad ; \quad FR = 0.85$$

$$M_{uy} = P_u e_y \quad ; \quad R_y = M_{uy} / FR bh^2 f''c$$

Se debe cumplir $R_x/R_y \leq 1.0$, entonces R_x está asociado al menor de ambos momentos dimensionales, siendo el plano de este momento perpendicular al eje Y. El diagrama de interacción para flexocompresión biaxial se selecciona con las relaciones d/b y R_x/R_y donde b es la dimensión de la columna en la dirección e_x , y d el peralte efectivo en la dirección de b .

En forma alternativa, pueden revisarse los casos de flexocompresión biaxial con las gráficas de flexocompresión uniaxial y el método aproximado que proviene de la fórmula de Bresler:

$$1/P_R = 1/P_{R_x} + 1/P_{R_y} - 1/P_{R_0} \quad ;$$

La ecuación es válida para $P_R/P_{R_0} \leq 0.1$

Donde

- P_R Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y .
- P_{R_0} Carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$ y $P_{R_0} = 0.85f'_c A_c + A_s f_y$.
- P_{R_x} Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría.
- P_{R_y} Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

Para utilizar este método se consultará la Fig.10 para carga axial y flexión en una dirección con refuerzo uniformemente repartido, $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$ y relación $d/h = 0.90$.

Para definir el diseño de las columnas, estas se agruparon en los siguientes 6 tipos, tomando en cuenta el área de carga de su sección.

Grupo ; Secciones ; Area (cm²)

1	30 x 30	900
	30 x 50	1,500
	40 x 50	2,000
	50 x 50	2,500

2	40 x 70	2,800
	40 x 80	3,200
	50 x 70	3,500
	60 x 60	3,600

3	50 x 80	4,000
	60 x 80	4,800
	70 x 70	4,900

4	80 x 80	6,400
	90 x 90	8,100

5	100 x 100	10,000
	110 x 110	12,100
	115 x 115	13,225

6	120 x 120	14,400
	125 x 125	15,625

Se eligió el Grupo 4 (80 x 80 ; 90 x 90) para mostrar el diseño de un grupo de columnas, el cual se presenta a continuación.

1. Se determina la columna tipo, tomando como criterio de elección la magnitud de las acciones a que se ven sujetas las columnas del grupo en cuestión. En este caso resultó ser la columna B-2 en el nivel 7 y 6 el elemento con las cargas más desfavorables.

2. Se obtienen las sumatorias de las rigideces de columnas y trabes en los extremos de la columna.

	<u>DIRECCION X.</u>	<u>DIRECCION Y.</u>
EK_f	3.40	2.90
$EK_{cols. Arriba}$	$24.2 + 24.2 = 48.40$	48.40
$EK_{cols. Abajo}$	$24.2 + 36.6 = 61.00$	61.00

3. Se definen las acciones a las que estará sujeta la columna tipo.

$P_u = 1.1 \times 429.55 = 472.51$ Ton (Valor obtenido de la tabla de bajada de cargas.)

$M_u = 1.1 \times (M_s + M_{cm+cv})$

DIRECCION X. Arriba $M_{ux} = 1.1(82.30 + 2.29) = 93.05$ Ton-m

Abajo $M_{ux} = 1.1(97.36 + 2.46) = 109.80$ Ton-m

DIRECCION Y. Arriba $M_{uy} = 1.1(87.53 + 3.10) = 99.69$ Ton-m

Abajo $M_{uy} = 1.1(95.33 + 3.03) = 109.30$ Ton-m

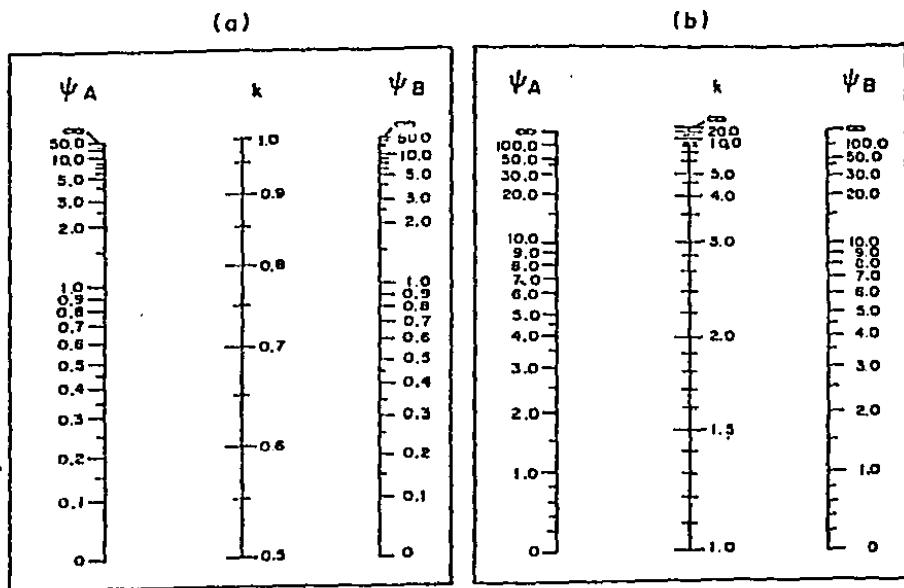
4. Se revisa si es necesario considerar los efectos de esbeltez en la dirección x y en la dirección y.

DIRECCION X.

Con la ayuda de los nomogramas de la Fig 1.1 se determina la longitud efectiva H^* .

NUDO SUPERIOR. $\tau_A = Ekc/EK_f = 48.40/3.4 = 14.24$

NUDO INFERIOR. $\tau_B = 61.00/3.4 = 17.94$



ψ = cociente de $\sum(I/L)$ de las columnas, entre $\sum(I/L)$ de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado

$$H' = kH$$

A y B son los extremos de la columna

Fig 1). Nomogramas para determinar longitudes efectivas, H' , de miembros a flexocompresión

Con los valores anteriores se obtiene $\lambda' = 3.6$, por lo tanto, $H' = \lambda' H = 3.6 \times 290 = 1,044.00 \text{ cm}$; $r = 0.3 \times 90 = 27.00 \text{ cm}$; y $H'/r = 1,044/27 = 38.67 > 22$. " En consecuencia se considerarán efectos de esbeltez en la dirección X."

Se determina el factor de amplificación. (Fa)

$$P_c = FR \pi^2 EI / (H')^2 = 0.8 \times \pi^2 \times 3.39 \times 10^{11} / (1,044)^2$$

$$P_c = 2,455.77 \text{ Ton}$$

$$EI = 0.4 E_c I_g / 1 + u = \frac{0.4 \times 10,000 \text{ t'c} \times 5,467,500}{1.02}$$

$$EI = 3.39 \times 10^{11}$$

$$I_g = (90)^4 / 12 = 5,467,500 \text{ cm}^4$$

$$u = M_{cm}/M_{f_{ut}} = 2.46 / (97.36 + 2.46) = 0.02$$

$$F_a = [1 - P_u/P_c]^{-1} = [1 - 472.51 / 2,455.77]^{-1} = 1.24$$

Con el factor de amplificación y la excentricidad accidental $e_{acc} = 0.05 h$, obtenemos el momento último amplificado en la dirección X.

$$e_{acc} = 0.05 (90) = 4.50 \text{ cm.}$$

$$M_{e_{acc}} = P_u (e_{acc})$$

$$M_{ux} = F_a [M_{1ot} + M_{e_{acc}}] = 1.24 [109.80 + 472.51(0.045)]$$

$$M_{ux} = 162.52 \text{ Ton-m}$$

DIRECCION Y.

Con la ayuda de la Fig.1.1 se determina la longitud efectiva, H' .

$$\text{NUDO SUPERIOR. } \tau_A = EK_c / EK_f = 48.40 / 2.90 = 16.69$$

$$\text{NUDO INFERIOR. } \tau_B = 61.00 / 2.90 = 21.03$$

Con los valores anteriores se obtiene $\lambda = 3.8$;

$$H' = 3.8(290) = 1,102 \text{ cm} ; r = 27.00 ; H'/r = 40.81 > 22$$

Por lo tanto "se consideraran efectos de esbeltez en la direccion Y."

Se determina el factor de amplificacion ,Fa.

$$P_c = FR \pi^2 EI / (H')^2 = 0.8\pi^2 \times 3.36 \times 10^{11} / (1.102)^2$$

$$P_c = 2,184.57 \text{ Ton}$$

$$EI = 0.4 E_c I_g / (1 + u) = \frac{0.4 \times 10,000 f'c \times 5,467,500}{1.03}$$

$$EI = 3.36 \times 10^{11}$$

$$I_g = 5,467,500 \text{ cm}^4$$

$$u = M_{cm} / M_{tot} = 3.03 / (96.33 + 3.03) = 0.03$$

$$F_a = [1 - P_u/P_c]^{-1} = [1 - 472.51 / 2,184.57]^{-1} = 1.28$$

se obtiene el Momento ultimo amplificado en la direccion Y.

$$M_{uy} = F_a (M_{tot} + M_{acc.}) = 1.28 (109.30 + 472.51 (0.045))$$

$$M_{uy} = 167.12 \text{ Ton-m}$$

b. Se encuentran los valores de las siguientes constantes,ky,

Rx/Ry , ky, ey/h , d/b .

$$k_y = P_u / FR bh f'c = 472.51 \times 1000 / 0.85 \times (90)^2 \times 170$$

$$k_y = 0.40$$

$$R_x/R_y = M_x/M_y = 162.52/167.12 = 0.97 = 1.00$$

$$k_y = M_{uy} / FR bh^2 f'c = 167.12 \times 10^5 / 0.85 \times (90)^3 \times 170$$

$$R_y = 0.16$$

$$e_y = M_{uy} / P_u = 167.12 / 472.51 = 0.35$$

$$e_y/h = 35/90 = 0.39 ; \text{ Se fija } d/b = 0.90$$

b. Con las constantes del inciso anterior obtenemos el factor q de las gráficas de flexión biaxial (Fig. 50) que aparecen en las "Gráficas para diseño de columnas" del No.428 editadas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Con los valores de $R_x/R_y = 1.0$ y $d/b = 0.90$ se selecciona la gráfica correspondiente para $f_y: 4200 \text{ Kg/cm}^2$ y refuerzo uniformemente distribuido en la columna.

Ya que definimos la gráfica a utilizar, con los valores de $R_y = 0.16$ y $K = 0.40$ encontramos que $q = 0.50$. En algunos casos, R_x/R_y da valores que no son aproximados a 1.0 ni a 0.5, por lo que se recomienda cuando ocurra esto, interpolar con los valores de las gráficas anteriores.

Si $A_s = q(r^2 c / f_y) b h$ y $q = 0.50$, tenemos

$$A_s = 0.50 \times (170/4200) \times (90)^2 = 163.93 \text{ cm}^2$$

Por lo que el acero de refuerzo será:

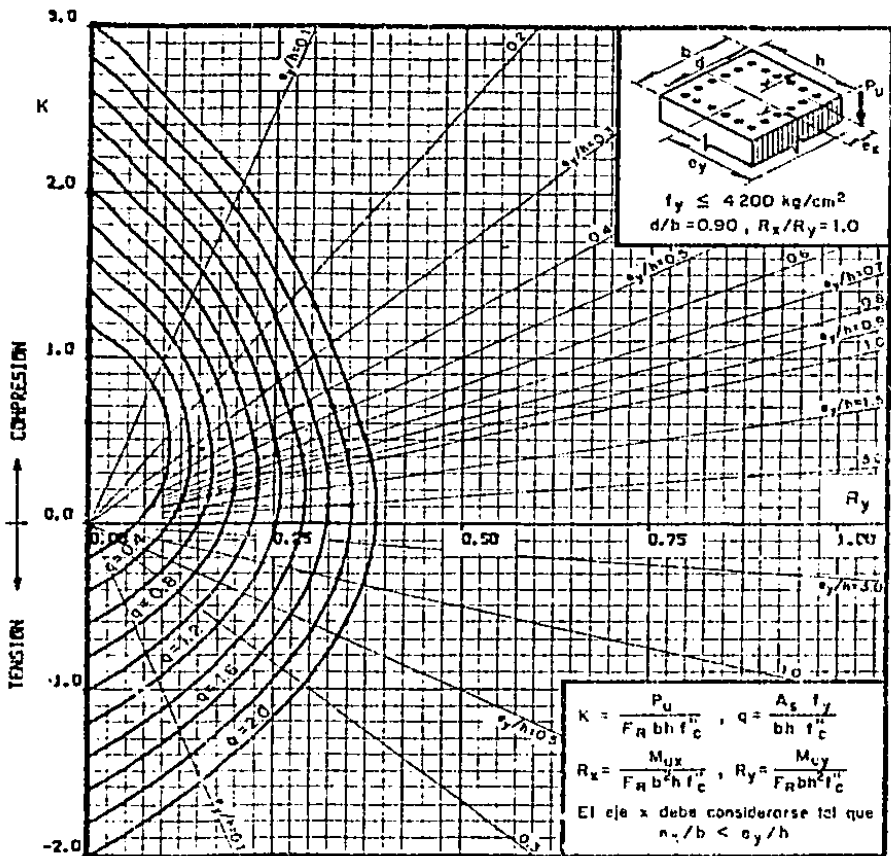
$$4 \text{ Vars. } \#12 + 4 \text{ Vars. } \#10 = 168.48 \text{ cm}^2 > 163.93 \text{ cm}^2$$

distribuidas según lo indica el plano estructural de columnas en su tipo 4.

f. Es conveniente revisar el armado con la fórmula de Bresler (gráfica de compresión uniaxial). Por ser un método aproximado de revisión, en ocasiones dará resultados conservadores con respecto al método de diseño anterior.

$$P_o = 0.50 r^2 c A_c + A_s f_y = 0.50(250)(90)^2 + 168.48(4200)$$

$$P_o = 1,720.16 \text{ Ton}$$



A_s = Area total de refuerzo

$f'_c = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

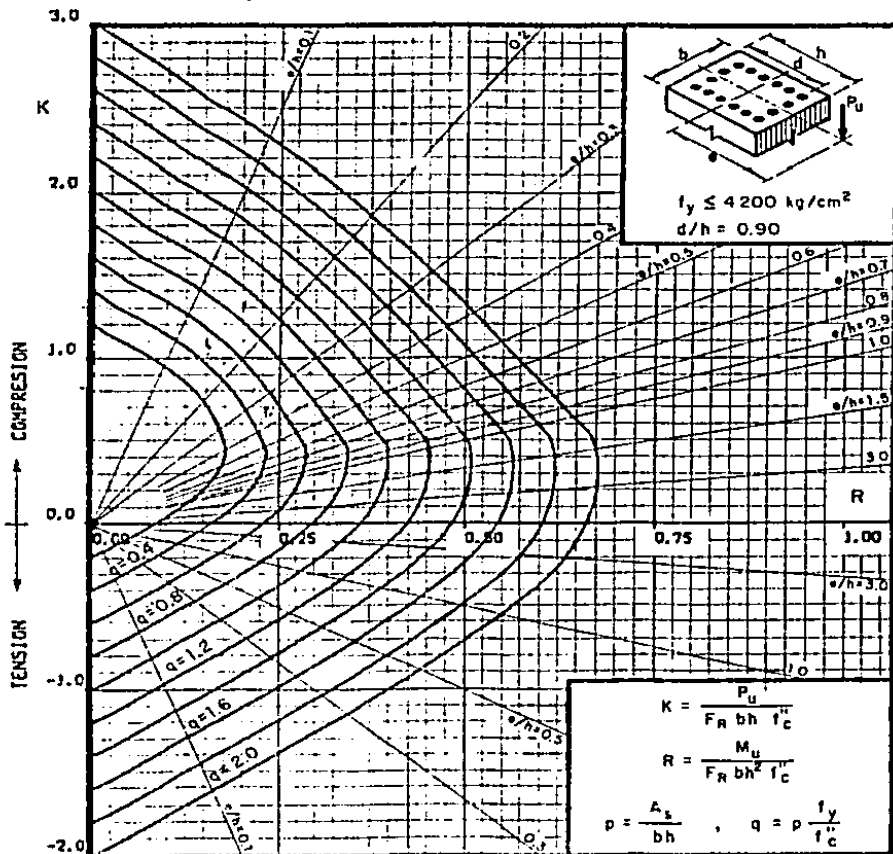
F_R = Factor de reducción de resistencia

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig 50



A_s = Area total de refuerzo
 $f'_c = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_{uy} = Momento flexionante último en dirección $y = P_u \cdot e_y$
 M_{ux} = Momento flexionante último en dirección $x = P_u \cdot e_x$

Fig 10

Obtenemos q y K_x

$$q = As/bh (fy/f^*c) = 168.46/(90)^2 \times (4200/170) = 0.51$$

$$K_x/R_y = 0.97; R_y = 0.16; R_x = 0.97(0.16) = 0.16$$

Con estos valores entramos a la grafica de carga axial y "flexión en una dirección"(Fig.10), para $d/h = 0.90$, encontrando que $K_x = 1.10$, por lo que P_x será:

$$P_x = K R_y b h f^*c = 1.10 \times 0.50 \times (90)^2 \times 170$$

$$P_x = 757.35 \text{ Ton}$$

"Por ser $R_x = R_y$, $P_x = P_y$ "

FORMULA DE BRESLER.

$$1/P_R = 1/P_x + 1/P_y - 1/P_o$$

$$1/P_R = 1/757.35 + 1/757.35 - 1/1,720.16$$

$$P_R = 485.57 \text{ Ton} > 472.51 \text{ Ton}$$

2. Se revisa la columna por fuerza cortante.

$$V_u = M_{u\text{superior}} + M_{u\text{inferior}} / H$$

$$V_u = 99.69 + 109.30 / 2.90 = 72.07 \text{ Ton}$$

$$V_{cr} = 0.5FR bh \sqrt{f^*c} = 0.5 \times 0.5 \times (90)^2 \times \sqrt{200}$$

$$V_{cr} = 28.64 \text{ Ton} ; V_u - V_{cr} = 43.43 \text{ Ton}$$

$$S = \frac{FR A_v fy d}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{FR A_v fy}{3.5 b} \leq 20\text{cm (Según Normas de Emergencia)}$$

$$FR A_v fy = 0.5 \times 2.84 \times 4200 = 5,964.00 \quad \text{EST. \#3 4 ramas.}$$

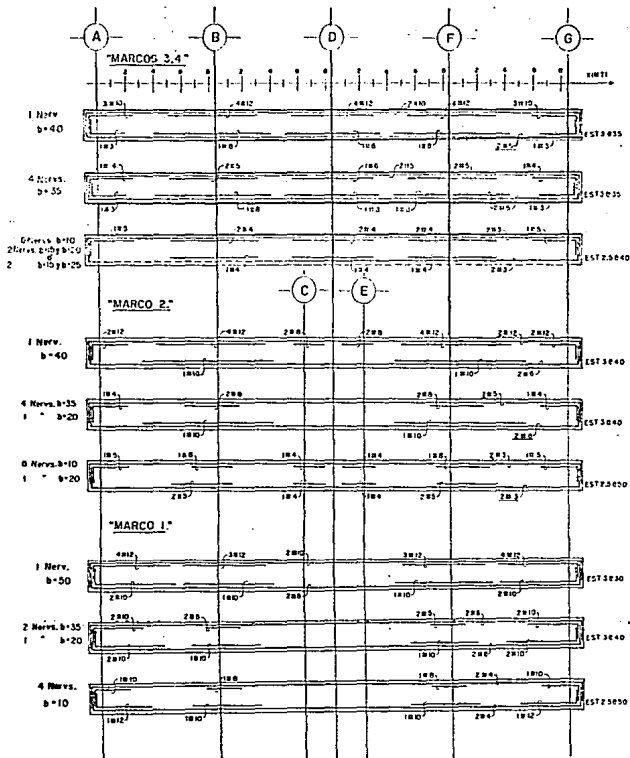
$$S = \frac{5,964.00 \times 60}{43,430} = 10.98\text{cm} = 11\text{cm} < \frac{2,542.40}{3.5 (80)} = 34.08$$

Segun las Normas de Emergencia en su articulo decimo se colocara el refuerzo transversal como sigue:

" EST. # 3 ● 10cm en ambos extremos de la columna hasta 60cm."

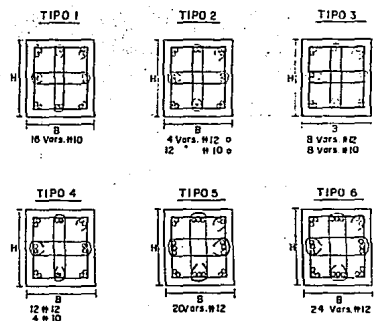
" EST. # 3 ● 20cm en el centro."

■ Nota: Esta especificación rige para el refuerzo transversal en todas las columnas.



NERVADURAS DE PLANTA TIPO. (Cont.)

TIPOS DE COLUMNAS.



ESPECIFICACIONES.

En todos las columnas y nervaduras de losa:
 Concrete con cemento tipo I (normal), TWA (dama),
 rev. 10 x 2 cm., alcanzando una resistencia a la
 compresión simple e los 28 días de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
 Acero de refuerzo con un esfuerzo límite de
 fluencia $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

NOTA: En todas las columnas se colocará
 EST # 3 E10 en los extremos hasta 60 cm.
 En el centro EST. # 3 E20.
 (Según Normas de Emergencia.)

UNIVERSIDAD ANAHUAC.	
INGENIERIA CIVIL.	
EDIFICIO DE OFICINAS.	
TORO CALZADA RUBEN E.	
ESC. SIN	A COF.: b/cm

VII. CONCLUSIONES.

El haber desarrollado este trabajo trajo consigo una experiencia enriquecedora, por lo que expondré brevemente las reflexiones a las que he llegado al final de éste.

1. Para los ingenieros que han elegido una especialidad o piensan desenvolverse en el campo del análisis y diseño de estructuras, considero que es necesario el que realicen no uno, sino varios trabajos similares a éste sin la ayuda de las computadoras, ya que en nuestros días la gran disponibilidad de programas para el análisis e inclusive el diseño de estructuras ocasiona que el ingeniero pueda perder la visualización y comprensión total del comportamiento de la estructura en un análisis, o el origen, causa y consecuencia de las normas y condiciones técnicas que nos proporciona en un momento dado algún reglamento o normas de diseño estructural.

2. Es recomendable que después de haber realizado varios trabajos sin la ayuda de las computadoras, y de considerar que se dominan y comprenden satisfactoriamente los procesos de análisis y diseño de estructuras, el estructurista haga uso de programas de computadora preferentemente personales y no comerciales o de paquete, ya que en éstos últimos generalmente se desconocen las hipótesis que se siguieron para crear dichos programas, además que al no conocer su funcionamiento interno, en caso de requerirse, no se tendrá la misma facilidad para actualizar algunos factores o restricciones, ya sea por

obsolescencia de estos o por condiciones de emergencia como la ocurrida en septiembre de 1985 (Terremoto en la Ciudad de México).

3. Se observa que algunas modificaciones hechas al reglamento por las normas de emergencia resultaron en la mayoría de los casos demasiado conservadoras, esto se debe a que como su nombre lo indica, fueron emitidas en condiciones de emergencia, y debido a la premura en emitirlos (Emitidos el viernes 18 de Octubre de 1985), seguramente no se consideraron óptimamente todos los factores que ocasionaron el colapso de las estructuras, por lo que se optó por ser estrictos al evaluarlas. Esto trae consigo que las estructuras que se calculen y diseñen bajo estas normas estarán seguramente sobrediseñadas, y en consecuencia, ocasionarán el encarecimiento de su proceso constructivo. Esta apreciación no está hecha a la ligera, ya que el edificio que se tomó como modelo para el desarrollo de la tesis, llevaba aproximadamente un 80% de su construcción el día que ocurrió el sismo de septiembre de 1985 y no sufrió daño alguno. A pesar de esto, las secciones propuestas tanto de concreto como de acero de refuerzo en la estructura, son superiores a las secciones actuales del mismo.

4. En el caso del diseño del refuerzo transversal en las columnas, considero que fueron conservadoras las normas de emergencia al considerar como restricción estribos del #3 (0.95cm de diámetro) a cada 10 cm en los extremos de la columna hasta una longitud de 60cm, y estribos del #3 a cada 20cm en el centro, ya que en un gran número de casos el cálculo y diseño por cortante en la sección de las columnas nos da como resultado separaciones mayores y áreas de refuerzo menores.

En lo que respecta a las losas aligeradas, para el análisis ante cargas verticales, las normas de emergencia nos señalan que al aplicar el análisis estructural debemos asignar a las columnas la mitad de sus rigideces, esto trae como consecuencia que el momento de distribución que se aplica a las nervaduras se incremente notablemente, y al incrementarse las acciones que obran en la losa, su dimensionamiento se verá también incrementado.

En la actualidad está próximo a emitirse el nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el cual contendrá las nuevas condiciones y restricciones que regirán el cálculo y construcción de estructuras. Se espera que el nuevo reglamento contenga varias modificaciones, las cuales seguramente incluirán a las normas de emergencia, pero seguramente por haberse llevado más tiempo en su desarrollo, las restricciones que impondrá no serán tan estrictas como las actuales.

BIBLIOGRAFIA.

1. Leyes y Códigos de México. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Editorial Porrúa. México,D.F. 1985.
2. Normas de Emergencia en materia de Construcción para el Distrito Federal. Diario Oficial. 18 de Octubre : 26-30, 1985.
3. Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Series del Instituto de Ingeniería. UNAM. No.401 , México,D.F.,1977.
4. Meli R. y Rodríguez M. Gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado.Series del Instituto de Ingeniería,UNAM. No. 428 , México,D.F.,1980.
5. González Cuevas O.M., Robles F.V.F, Casillas G. de L.J y Díaz de Cossío R. Aspectos fundamentales del concreto reforzado. Editorial Limusa. México,D.F.,1983.
6. Bazán E. y Meli R. Manual de diseño sísmico de edificios. Editorial Limusa. México,D.F.,1985.
7. Olvera L.A. Análisis de Estructuras. Editorial Continental. México,D.F. ,1984.

8. Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras. Series del Instituto de Ingenieria. UNAM. No.400. México,D.F. , 1977.
9. Manual de diseño por sismo. Series del Instituto de Ingenieria. UNAM. No.406. México,D.F. ,1977.