

24:185



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**RESTRUCTURACION DE UN EDIFICIO DAÑADO  
POR EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985**

**TESIS PROFESIONAL**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :**

**ARTURO TENA COLUNGA**

**MEXICO, D. F.**

**1986**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-121

Señor ARTURO TENA COLUNGA  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Julio Dany Ríos, para que lo desarrolle como TESIS para su Examen Profesional de la carrera de INGENIERO CIVIL.

"RESTRUCTURACION DE UN EDIFICIO DAÑADO POR EL  
SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE  
1985"

- I. INTRODUCCION, ANTECEDENTES Y OBJETIVOS
- II. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL Y DE LOS DAÑOS SUFRIDOS POR EL SISMO
- III. FORMULACION DE DIVERSAS ALTERNATIVAS PARA SU RESTRUCTURACION
- IV. REVISION DE LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS Y ELECCION DE LA MAS VIABLE
- V. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION
- VI. CONCLUSIONES

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 20 de junio de 1986.  
EL DIRECTOR

*O. Rascon Ch.*

DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ

## INDICE

	Pág
<b>CAPITULO I: INTRODUCCION, ANTECEDENTES Y OBJETIVOS</b>	<b>1</b>
Semblanza Histórica de los Sismos en México	5
El Sismo del 19 de Septiembre de 1985	7
Efecto del Sismo en las Construcciones del D.F.	18
Reglamentos de Construcción del D.F.	28
Objetivos	30
<b>CAPITULO II: DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL Y DE LOS DAÑOS SUFRIDOS POR EL SISMO</b>	<b>32</b>
Conceptos y Recomendaciones sobre Estructuración	33
Descripción de la Estructura Original	43
Comportamiento de la Estructura en Sismos Anteriores	59
Daños sufridos por la Estructura en el Sismo del 19 de Septiembre de 1985	62
Fotografías	66
<b>CAPITULO III: FORMULACION DE DIVERSAS ALTERNATIVAS PARA SU RESTRUCTURACION</b>	<b>76</b>
Concepto de Restructuración. Filosofía	77
Sistemas más frecuentemente utilizados para Restructuración	79
Alternativa de Restructuración	91
* Primera Opción	94
* Segunda Opción	95
* Tercera Opción	97
<b>CAPITULO IV: REVISION DE LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS Y ELECCION DE LA MAS VIABLE</b>	<b>101</b>
Método de Análisis	102
Primera Opción	107
Segunda Opción	109
Tercera Opción	112
* Diseño de un muro de cortante	145
* Diseño de una trabe del macromarco	150
* Cimentación	157
* Planos Estructurales	162

	<b>Pág</b>
<b>CAPITULO V: PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION</b>	<b>169</b>
<b>CAPITULO VI: CONCLUSIONES</b>	<b>176</b>
<b>REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA</b>	<b>181</b>
<b>AGRADECIMIENTOS</b>	<b>191</b>

## **CAPITULO I**

**INTRODUCCION,**

**ANTECEDENTES**

**Y**

**OBJETIVOS**

El día jueves 19 de Septiembre de 1985, aproximadamente a las 7:19 horas, un sismo de extraordinaria magnitud consternó a la ciudad de México y a el mundo entero; un sismo cuya devastadora envergadura sorprendió a todo mundo, y desgraciadamente no fué mucho el tiempo que tuvo que transcurrir para que todos nos diéramos cuenta de ello, de la cruel y desoladora realidad.

La ciudadanía vivió por esos días los momentos más amargos de su historia contemporánea, miles de personas murieron, muchas fueron las familias que perecieron parcialmente ó en su totalidad; los daños materiales fueron cuantiosos, en fin, la ciudad lucía en esos instantes un aspecto dantesco, del cual quienes tuvimos el encomillable privilegio de presenciarlo en todo su esplendor ya no nos quisiéramos ni acordar, ha sido una de las experiencias mas deprimentes y agobiantes que he tenido en mi vida. En verdad me sentí muy compungido en esos momentos.

Por otra parte, y aunque parezca paradójico, el sismo nos trajo consigo incalculables beneficios, sobre todo tratándose de Ingeniería Sísmica, puesto que la información que nos ha proporcionado es de gran valor, además resulto ser por así decirlo como un laboratorio a escala natural, el cual ha permitido observar el comportamiento de ciertos sistemas y concepciones estructurales ante sollicitaciones sísmicas, lo que permitirá con el tiempo llegar a conclusiones al respecto que nos ayudarán en un futuro a mejorar los diseños de las estructuras y su ejecución en zonas sísmicas.

Por lo tanto, debemos de tratar de protegernos lo mejor posible de los sismos. Conforme a lo anterior a continuación se tratarán algunos conceptos básicos referentes a los sismos, sus características y las herramientas que se utilizan en Ingeniería para su interpretación.

Los sismos están asociados a movimientos de la corteza terrestre. Existen principalmente 2 clases de movimientos sísmicos, los tectónicos y los volcánicos, de los cuales los primeros son los que producen mayores efectos desde el punto de vista ingenieril.

La causa primordial de los principales sismos de origen tectónico se debe al movimiento relativo entre las placas que componen la corteza terrestre y el vencimiento de la fricción existente entre ellas.

En resumen, los movimientos telúricos resultan de la liberación repentina de la energía de deformación acumulada en el manto (temblor de foco profundo) ó en un lecho rocoso dentro de la corteza (temblor de foco superficial).

Se define como foco al punto teórico donde se inicia el movimiento telúrico. La proyección del foco sobre la superficie terrestre recibe el nombre de epicentro. Así mismo, se conoce como profundidad focal a la distancia existente entre el foco y la superficie terrestre, o sea, entre el foco y el epicentro. De acuerdo a lo anterior, un sismo puede ser de foco superficial, intermedio ó profundo:

Superficial.- Cuando la profundidad focal varfa entre cero y 70 km.

Intermedio.- Profundidad focal entre 70 y 300 km.

Profundo.- Profundidad focal mayor de 30 km.

La liberación de energía que origina el movimiento tectónico se propaga en forma de ondas sísmicas. Las características dinámicas de las ondas sísmicas varfan con el tipo de terreno ó suelo en donde se propaguen. Así pues en terreno firme (rocas), las ondas sísmicas registran movimientos no uniformes, de alta frecuencia y período corto; mientras que en terreno blando (por ejemplo arcillas) como es el caso del centro de la ciudad de México, se caracterizan por tener un movimiento armónico, de baja frecuencia y período largo



Terreno firme



Terreno blando

Existen principalmente dos clases de ondas; las ondas de cuerpo y las superficiales. Las ondas de cuerpo son de dos tipos:

- \* Ondas P, compresionales ó primus.- Es la más rápida (aproximadamente 7 km/seg) y es la primera en registrarse en un aparato de medición. Son ondas de dilatación.
- \* Ondas S u ondas de corte (segundos), que se desplazan perpendicularmente a la trayectoria de las primeras.

Las ondas superficiales son principalmente de 2 tipos:

- \* Ondas de Rayleigh
- \* Ondas Love

Por otra parte, existen 2 conceptos muy familiares a los sismos que conviene distinguir entre sí muy especialmente, éstos son los de magnitud y de intensidad, que con frecuencia son confundidos el uno con el otro, o peor aún, son tomados como sinónimos, cuando existe una substancial diferencia entre ambos.

Se conoce como magnitud de un sismo a la medida instrumental del mismo, basada en la lectura de un sismógrafo, la cual nos permite estimar la energía liberada por el movimiento telúrico. Es única para cada temblor y no es acotada, es decir, no tiene límites. Es causa del sismo y empieza a ser importante en el grado 5.

La intensidad de un sismo es variable y no se mide, es subjetiva y por tanto se asigna en función de los efectos que produce un sismo en una determinada localidad y en base a la descripción de una escala, por tanto es acotada. Es diferente dependiendo de la localidad para un mismo temblor, puesto que depende de las condiciones geológicas y naturaleza del suelo de la zona, entre otros factores. Es efecto del temblor y empieza a ser importante en el grado V de la escala de Mercalli-modificada.

Con las intensidades se trazan mapas de isosfistas. Las isosfistas son líneas que unen puntos de igual intensidad sísmica. Se observa por lo general que la intensidad de un temblor es más o menos concéntrica alrededor del epicentro, en un mapa de isosfistas.

Los principales aparatos de medición utilizados para registrar los sismos son dos, los sismógrafos y los acelerógrafos.

- \* Sismógrafo.- Es un aparato muy sensible que consiste esencialmente de un péndulo simple amortiguado a cuya masa va unida una pluma que traza sobre cinta de papel la respuesta del sistema al movimiento telúrico aplicado en la base. Nos registra la variación de los desplazamientos en el tiempo y por lo general se instalan en terreno firme.

- \* **Acelerógrafo.**- Es un aparato de menor sensibilidad que el anterior, puesto que comienza a trabajar solo bajo la excitación de aceleraciones considerables, tiene una amplificación menor a la del sismógrafo. Es también un péndulo simple amortiguado y registra la variación de las aceleraciones del terreno en el tiempo.

Los sismógrafos y acelerógrafos, como anteriormente se ha mencionado son péndulos simples, sin embargo obtienen registros diferentes debido a la diferente relación que guardan entre su masa y su rigidez, para cada aparato. En el sismógrafo la relación masa entre rigidez es muy grande, mientras que por el contrario, en el acelerógrafo dicha relación es muy pequeña.

Asimismo, a los temblores someros siguen sistemáticamente una serie de sismos conocidos como réplicas, generalmente de magnitud bastante inferior a la del movimiento original. El fenómeno dura desde varios días hasta unos años dependiendo de la magnitud de la primera sacudida. La magnitud y frecuencia de las réplicas tienden a disminuir pronunciadamente con el tiempo. Los focos de las réplicas se hayan en la vecindad de la del primer sismo. Sólo muy excepcionalmente se han llegado a presentar dos sismos de magnitud comparable en el lapso de pocos días.

Para finalizar, haremos una breve descripción de la relación existente entre los sismos y las estructuras.

Los sismos inducen a una vibración forzada a las estructuras. La respuesta dinámica de una estructura ante un temblor se expresa generalmente en función de sus características dinámicas como son el período natural ó fundamental de vibración, y el denominado espectro de respuesta, principalmente. Por su parte el suelo tiene también un período característico de oscilación en función de su naturaleza, -estratificación, profundidad, humedad, etc. Los suelos blandos tienden a filtrar las ondas de alta frecuencia y por tanto a amplificar el movimiento. Cuando coinciden o se asemejan substancialmente los períodos naturales de vibración del suelo y de la estructura se produce el fenómeno de resonancia, que no es más que una aplicación de la respuesta dinámica de la estructura ante la excitación sísmica inducida.

#### SEMBLANZA HISTORICA DE LOS SISMOS EN MEXICO

Desde el punto de vista ingenieril, no fué hasta el año de 1959 cuando por fin se

pudo obtener el primer registro de un sismo con instrumentación adecuada para movimientos intensos en nuestro país. Desde aquella fecha se han registrado todos los sismos de considerable magnitud e importancia que han afectado a la ciudad de México.

En el año de 1957 tan sólo se pudo obtener información a partir de los instrumentos instalados en la Torre Latino Americana. Estos instrumentos eran a base de mecanismos de reloj y se utilizaban para la medición del desplazamiento relativo entre pisos consecutivos. Con los registros de estos dispositivos y considerando asimismo las características dinámicas de la estructura se calculó la aceleración máxima que debió haber experimentado la base de la estructura, determinándose una aceleración horizontal del seis por ciento de la gravedad.

En todos los sismos registrados, anteriores al del 19 de Septiembre de 1985, la máxima aceleración registrada en cualquier tipo de terreno de la ciudad ha sido de 3.4 por ciento de la gravedad.

Según la información existente (refs. 1 y 3), acerca de los sismos anteriores al del 28 de julio de 1957 acontecidos en este siglo, sólo los sismos de 1911 (conocido como el "temblor de Madero") y de 1941 (el temblor de Jalisco) se presume pudieron tener intensidades comparables a las del 19 de Septiembre de 1985. Esto se supone de acuerdo con los informes sobre los daños que se presentaron en acueductos, ocasionados por esos sismos.

Sin embargo, la medición de los temblores por medio de instrumentos se inició a fines del siglo pasado; en la época de Mariano Bárcena, se instaló en el Observatorio Meteorológico Central un sismógrafo del Padre Sechi. Por ese tiempo, Juan Orozco y Berra se dedicó a observar estos fenómenos y a formar estadísticas, reuniendo importantes datos de temblores desde los tiempos precolombinos, los cuales publicó en los boletines de la sociedad científica Antonio Alzate.

Sin embargo, no fue hasta el 5 de Septiembre de 1910 cuando por Decreto Presidencial se creó e inauguró el Servicio Sismológico Nacional. dicho servicio dependía del Instituto Geológico Nacional.

La red inicial estuvo constituida por el Observatorio Central de Tacubaya y otras estaciones ubicadas en Oaxaca, Mérida, Zacatecas, Mazatlán, Guadalajara y Monterrey. Se eligieron como sensores los sismógrafos Wiecherte de período corto. Estos sismógrafos, con algunas modificaciones y mejoras, continúan operando.

El Servicio Sismológico tomó nuevos bríos en 1965-1967, cuando se instalaron estaciones de mayor sensibilidad en Tehuantepec, Toluca, Presa Mal Paso y Ciudad Universitaria, entre otras. También se instaló una red de estaciones en el noroeste, con el fin de observar la actividad sísmica del Golfo de California.

En el último decenio han progresado los estudios de sismología en México y se han formado distintos grupos que afrontan los diferentes problemas de esta materia. Existen en la Universidad Nacional Autónoma de México tres de estos grupos de trabajo: el grupo del Instituto de Geofísica que, además de realizar labores de investigación, tiene a su cargo el Servicio Sismológico que es el vocero oficial de la U.N.A.M. en la divulgación de los parámetros de los temblores; el Instituto de Ingeniería, que enfoca su trabajo principalmente a problemas de riesgo sísmico y maneja una red de estaciones telemétricas (SISMEX), y el propio Instituto de Geofísica, que ahora tiene a su cargo el desarrollo del proyecto de la Red Sísmica de Apertura Continental (RESMAC).

El Instituto de Geofísica elaboró un catálogo acerca de los grandes sismos ocurridos en México, el cual se ofrece en la Tabla 1.

#### EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985

Como se ha señalado anteriormente el sismo ocurrió aproximadamente a las 7:19 horas de la fecha indicada, causando grandes daños en la ciudad de México y también en la proximidad del epicentro.

Se originó cerca del borde de la plataforma continental por fricción con la placa de Cocos, es decir, el sismo ocurrió en una región de la zona de subducción existente entre la placa de Cocos y la placa Norteamericana que había estado sísmicamente inactiva desde 1911, y que por esta razón, había sido nombrada la brecha sísmica de Guerrero. Su foco fue somero, no mayor de 35 km., y distó 400 km., de la ciudad de México, aproximadamente a 40 km., mar adentro del poblado de Lázaro Cárdenas, Gro. El epicentro del sismo se localizó mediante redes instrumentales locales en las coordenadas 17.68°N, 102.47°W.

La magnitud del sismo en la escala de Richter se calculó primero de 7.8 y posteriormente de 8.1. A este sismo le siguió una fuerte réplica, de magnitud 7.5, originada a las 19:38 horas del día siguiente, la cual fue responsable de daños adicionales en construcciones de la ciudad de México y del colapso de otras dañadas por

TABLA 1

CATALOGO DE LOS GRANDES SISAMOS DE MEXICO ( $M_s \geq 7.0$ )POCO PROFUNDOS  $H=65$  KmREGION COMPRENDIDA ( $15^{\circ}$ - $20^{\circ}$ N,  $94.5^{\circ}$ - $105.5^{\circ}$ W)

Suceso	Fecha (1)	Hora (1) h:m:s	Latitud ( $^{\circ}$ N)	Longitud ( $^{\circ}$ W)	Profundidad (km)	Magnitud ( $M_s$ )
1	20 Ene 1900	06:33:30	20.0	105.00	H	8.1
2	16 May 1900	20:12:00	20.0	105.00	H	7.6
3	14 Ene 1903	01:47:36	15.0	98.00	H	8.3
4	15 Abr 1907	06:08:06	16.7	99.20	H	8.2
5	26 Mar 1908	23:03:30	18.0	99.00	80	7.7
6	27 Mar 1908	03:45:30	17.0	101.00	S	7.2
7	30 Jul 1909	10:51:54	16.8	99.90	S	7.6
8	7 Jun 1911	11:02:42	19.7	103.70	H	7.9
9	16 Dic 1911	19:14:18	16.9	100.70	50	7.6
10	19 Nov 1912	13:55:07	19.93	99.83	H	7.0
11	21 Nov 1916	06:25:24	18.0	100.00	H	7.0
12	29 Dic 1917	22:50:20	15.0	97.00	H	7.1
13	22 Mar 1928	04:17:03.2	16.23	95.45	H	7.7
14	17 Jun 1928	03:19:28.2	16.33	96.70	H	8.0
15	4 Ago 1928	18:28:16.8	16.83	97.61	H	7.4
16	9 Oct 1928	03:01:07.7	16.34	97.29	H	7.8
17	15 Ene 1931	01:50:40.2	16.10	96.64	H	8.0
18	3 Jun 1932	10:36:52.2	19.84	103.99	H	8.4
19	18 Jun 1932	10:12:10	19.50	103.50	H	8.0
20	30 Nov 1934	02:05:15.6	19.00	105.31	H	7.2
21	23 Dic 1937	13:17:58.5	17.10	98.07	H	7.7
22	15 Abr 1941	19:09:51	18.85	102.94	H	7.9
23	22 Feb 1943	09:20:44.6	17.62	101.15	H	7.7
24	14 Dic 1950	14:15:49.6	17.22	98.12	H	7.3
25	28 Jul 1957	08:40:10.2	17.11	99.10	H	7.7
26	11 May 1962	14:11:57.1	17.25	99.58	H	7.2
27	23 Ago 1965	19:46:02.9	16.30	95.80	H	7.8
28	2 Ago 1968	14:06:43.9	16.60	97.70	H	7.4
29	30 Jun 1973	21:01:18	18.39	103.21	32	7.5
30	29 Nov 1978	10:52:47.3	16.00	96.69	19	7.8
31	14 Mar 1979	11:07:11.2	17.46	101.46	15	7.6
32	25 Oct 1981	03:22:13	17.75	102.25	20	7.3
33	19 Sept 1985	13:15:50	18.11	102.39	16	8.1
34	21 Sept 1985	01:37:09.4	17.26	101.38	H	7.5

1.- Fecha y hora en el meridiano de Greenwich (GMT)

el terremoto. Asimismo ocurrieron una serie de réplicas de menor magnitud en el transcurso de las siguientes semanas.

Se obtuvieron registros instrumentales en las siguientes partes: cuatro en Ciudad Universitaria (terreno relativamente firme), uno en Tacubaya (terreno relativamente firme), uno en los Viveros de Coyoacán (zona de transición), uno en el patio W de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (sobre arcilla muy deformable de espesor moderado), dos en Central de Abastos (arcilla deformable de mayor espesor), dos en el Lago de Texcoco (sobre arcilla aún más deformable y de gran espesor), dos en Tlahuac (terreno blando) y dos en la Presa Madín (márgen izquierda y corona de la presa, en terreno duro). A continuación se presenta una tabla (tabla 2) que resumen las características de los movimientos registrados por los aparatos operados por la red SISMEC del Instituto de Ingeniería.

**TABLA 2**

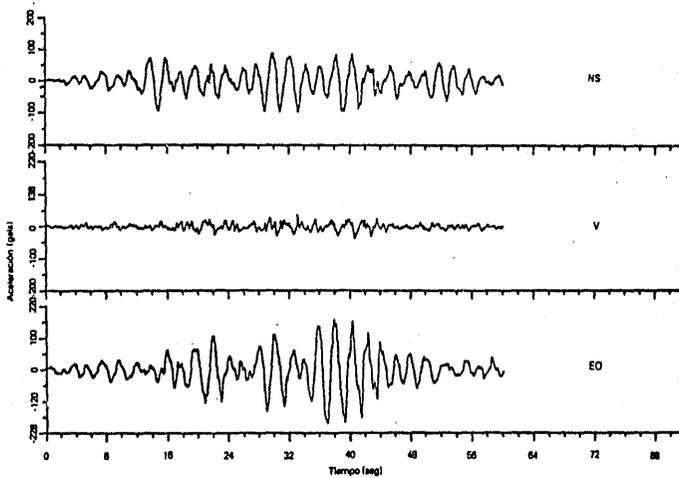
**CARACTERISTICAS DE LOS MOVIMIENTOS DEL SUELO EN CAMPO LIBRE DE LA CIUDAD DE MEXICO**

	UNAM	SCT	CENTRAL DE ABASTOS	VIVEROS	TACUBAYA
Tipo de Suelo	Roca	Arcilla blanda, 38 m. prof.	Arcilla blanda, 38 m. prof.	Suelo firme	Suelo firme
A <sub>máx</sub>	0.039g	0.168 g	0.095 g	0.044 g	0.034 g
V <sub>máx</sub>	11 cm/s	61 cm/s	38 cm/s	12 cm/s	14 cm/s
D <sub>máx</sub>	6 cm/s	21 cm	19 cm	9 cm	12 cm
Duración	60 seg	60 seg	100 seg	60 seg	60 seg
Espectro de Respuesta	Perfodo corto	Perfodo corto	Perfodo corto	Perfodo corto	Perfodo corto

Conforme a los resultados, se puede observar que en terreno duro y relativamente firme la aceleración máxima registrada estuvo entre 1 y 4% de la gravedad. En los registros obtenidos en el suelo firme de Ciudad Universitaria se observó que las aceleraciones horizontales NS y EW difieren poco entre sí (ref 2), y a diferencia de lo típicamente obtenido en estos terrenos, existió un componente marcado de dos segundos de período.

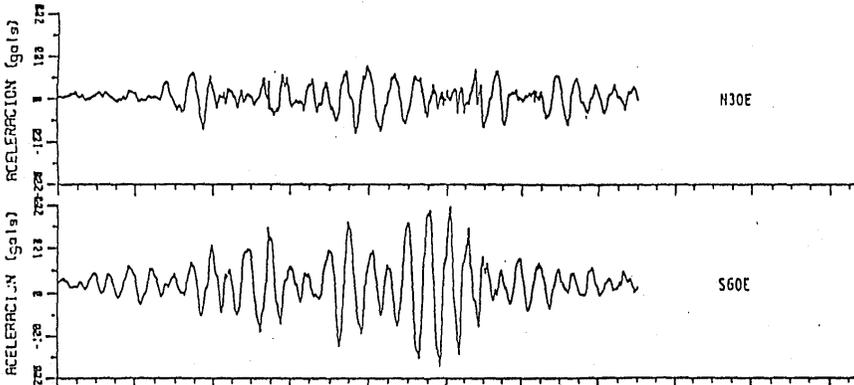
Por otra parte, en el registro obtenido en el patio W de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, la aceleración horizontal máxima del terreno alcanzó un veinte por ciento de la gravedad en la dirección S60E; mientras que en la dirección ortogonal a ésta apenas llega a un ocho por ciento, mostrando los registros un período dominante de dos segundos. A diferencia de lo observado en Ciudad Universitaria, en donde, como se mencionó anteriormente, las aceleraciones horizontales NS y EW difieren poco entre sí, en el suelo compresible donde se encuentra situada SCT, la componente EW llegó a ser setenta por ciento mayor que la NS. De los registros se observa que las aceleraciones máximas de crestas sucesivas, positivas y negativas, de la componente EW se mantiene cerca del diez por ciento de la aceleración de la gravedad durante más de 22 segundos, o sea, aproximadamente once oscilaciones completas de dos segundos de promedio. Este nivel sostenido de aceleración es muy superior al que se había registrado en otros sismos. Se anexan en este trabajo algunos espectros, sobre todo de SCT, por considerarse los más interesantes.

Cabe señalar que en Central de Abastos, el período dominante del terreno fue de 3,5 segundos; esto se debió primordialmente al mayor espesor del estrato de arcilla compresible en esa zona.



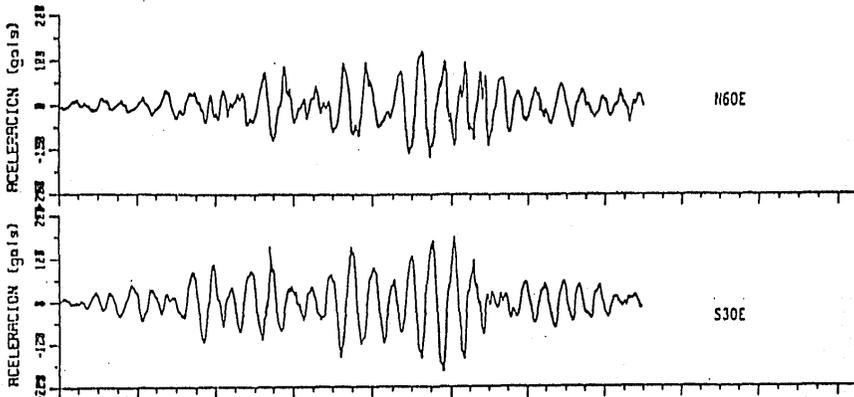
Acelerograma del sismo del 19 de Septiembre de 1985, obtenido cerca del Laboratorio de resistencia de materiales de la SCT.

GRAFICA DE TRES ARCHIVOS DE ACELERACION (gals)			
Archivo:	SCT1055SCT185	SCT1055SCT185	SCT1055SCT185
Stacio:	GRO-MICH	GRO-MICH	GRO-MICH
Hora:	13:19:43	13:19:43	13:19:43
Componente:	N30E	S60E	S60E
Distancia:	400	400	400
Max.Min:	00.44, -77.19	196.13, -169.27	196.13, -169.27

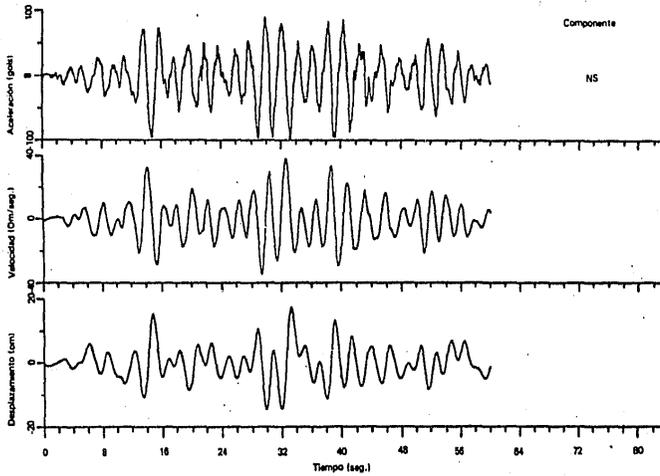


Acceleraciones calculadas en direcciones N30E y S60E a partir de las componentes NS y EW registradas.

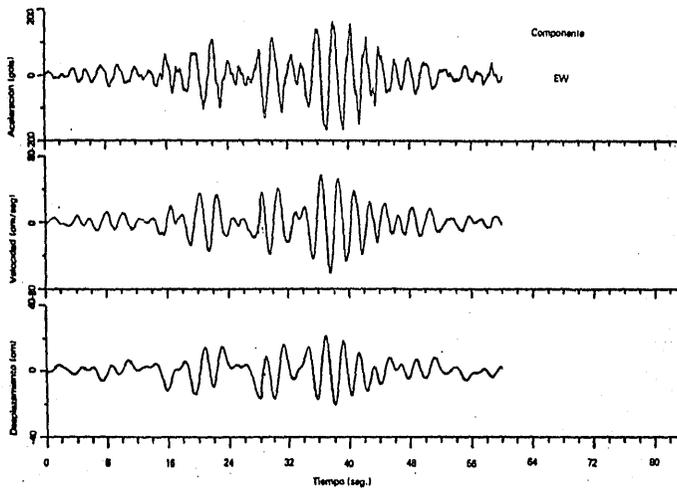
GRAFICA DE TRES ARCHIVOS DE ACELERACION (gals)			
Archivo:	SC1055CT105	SC1055CT105	SC1055CT105
Sitio:	GR0-MICH	GR0-MICH	GR0-MICH
Hora:	13:19:43	13:19:43	13:19:43
Componente:	N60E	S30E	S30E
Distancia:	400	400	400
Max./Min:	120.11, -117.72	150.05, -164.63	150.05, -164.63



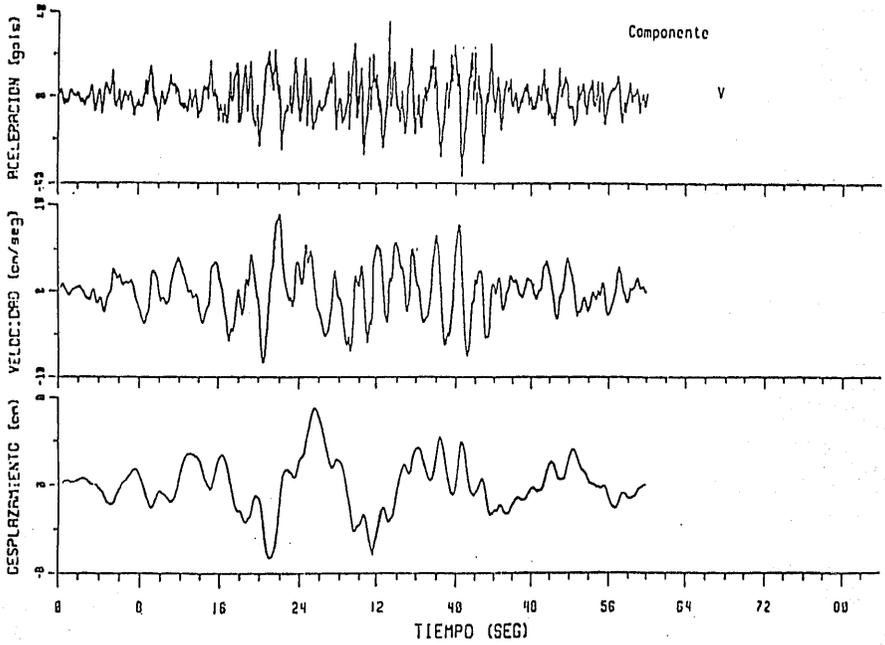
Aceleraciones calculadas en direcciones N60E y S30E a partir de las componentes NS y EW registrados.



Aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente NS del sismo del 19 Septiembre de 1985 en el Centro SCOP (SCT).

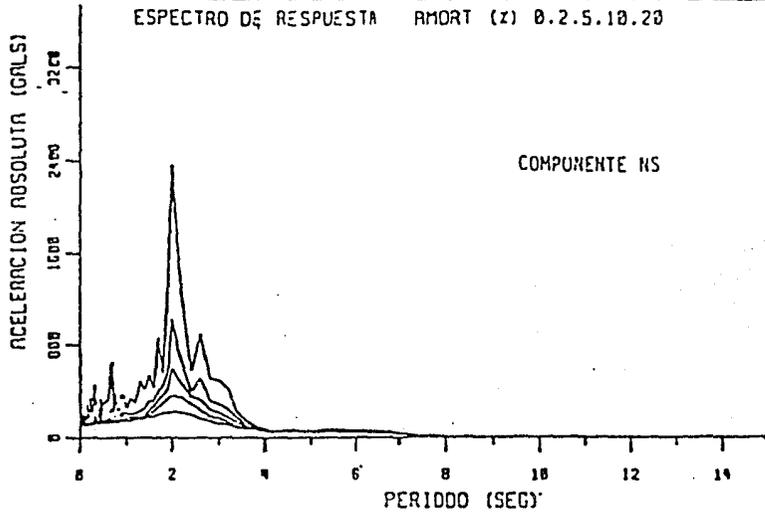


Aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente EW del sismo del 19 Septiembre de 1985 en el Centro SCOP (SCR).

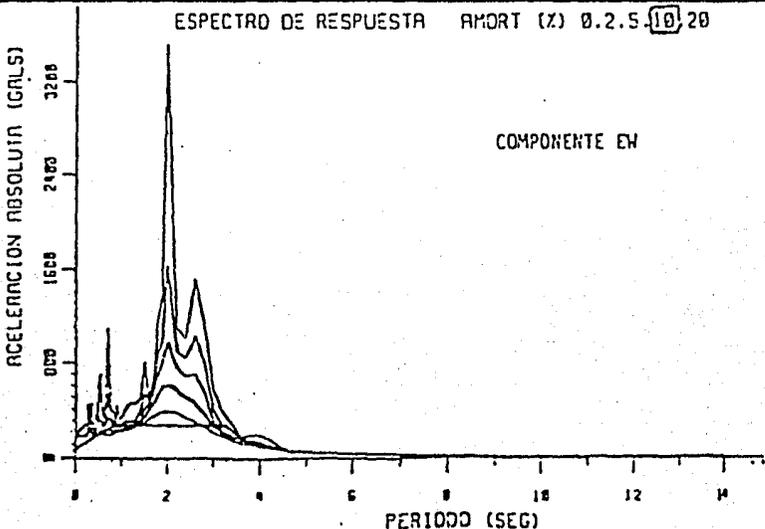


Aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente V del sismo del 190985 en el centro SCOP, (STR)

SISMO	GRO-MICH	REGISTRO	SCT1850919AT.T	METODO	CORRECCION
DATOS	ICEI	ESTA	SCT1	FILTRO	CALTECH.
FECHA	850919	INST	03-144	$\Delta T$	0.070 0.102 23.0 25.0
HORA	13:19:44	COMP	LONG	MAX ACEL	89.95. -97.05
EPIC	17.660 102.470	HORA	13:19:43	MAX VEL	38.60. -33.75
M	7.0	DUR	59.99	MAX DESP	17.40. -14.29
M	33	DIST	420		



SISMO	GRO-MICH	REGISTRO	SCT1850919AT.T	METODO	CORRECCION
DATOS	ICEI	ESTA	SCT1	FILTRO	CALTECH.
FECHA	850919	INST	03-144	$\Delta T$	0.070 0.102 23.0 25.0
HORA	13:19:44	COMP	TRAN	MAX ACEL	158.74. -157.79
EPIC	17.660 102.470	HORA	13:19:43	MAX VEL	55.62. -61.47
M	7.0	DUR	59.99	MAX DESP	21.24. -20.88
M	33	DIST	420		



Espectros de respuesta de aceleración absoluta. Acelerograma SCT del 190925, componentes NS y EW.

## EFEECTO DEL SISMO EN LAS CONSTRUCCIONES DEL D.F.

Como se ha señalado con anterioridad, no era probable una respuesta estructural significativa, ni se observó en el área de lomas ni en la zona de transición de la Ciudad de México, sin embargo, en la zona del lago, las características dinámicas de los depósitos profundos de arcilla crearon movimientos del suelo casi sinuosidales, de más de sesenta segundos de duración, con aceleraciones máximas cercanas al veinte por ciento de la gravedad y periodos característicos entre dos y 3.5 segundos. Esto produjo una respuesta de resonancia del suelo, que como era lógico pensar podría producir graves efectos sobre las edificaciones con periodos fundamentales de vibración dentro del mismo rango.

La fig (1) muestra la distribución de los edificios que sufrieron un daño estructural excepcionalmente grave ó colapsaron, ya sea parcial ó totalmente. Como se puede observar afectó a muchas edificaciones en la zona del lago, como era de esperarse.

Con base a los datos anteriores, se identificaron dos zonas de daños, una zona de alta densidad de edificaciones gravemente dañadas, que comprende un área de aproximadamente 23 km<sup>2</sup>, y otra en que la densidad es apreciable, pero menos elevada, que abarca un área estimada de 65 km<sup>2</sup>. Esto se muestra en la fig (2).

Es claro que existió una directa relación entre la distribución geográfica del daño y el tipo de subsuelo, hecho que se recalca en estos momentos. En la fig (3) se ofrece la zonificación más comúnmente aceptada del subsuelo de la Ciudad de México, en las que se definen una zona de terreno firme, una de terreno compresible y una zona intermedia denominada zona de transición, en la que el espesor del terreno compresible es reducido. El área dañada se localizó en su totalidad en la zona de terreno compresible, ni mas ni menos que la zona del lago.

Se realizó una comparación entre las zonas más afectadas por el sismo del 19 de Septiembre y su réplica principal con las que correspondieron a los dos sismos anteriores de los cuales hubieron levantamientos de daños en la Ciudad; el del 28 de Julio de 1957 y el del 14 de Marzo de 1979, lo cual se puede observar también en la fig (2). Se aprecia que la zona de máximo daño en los sismos anteriores se superponen a la zona de máximo daño en este sismo, aunque en esta ocasión dicha zona tuvo un tamaño notablemente mayor y se extiende más hacia el sur-orienté, mientras que al poniente sigue estando limitada por la frontera con la zona de transición.

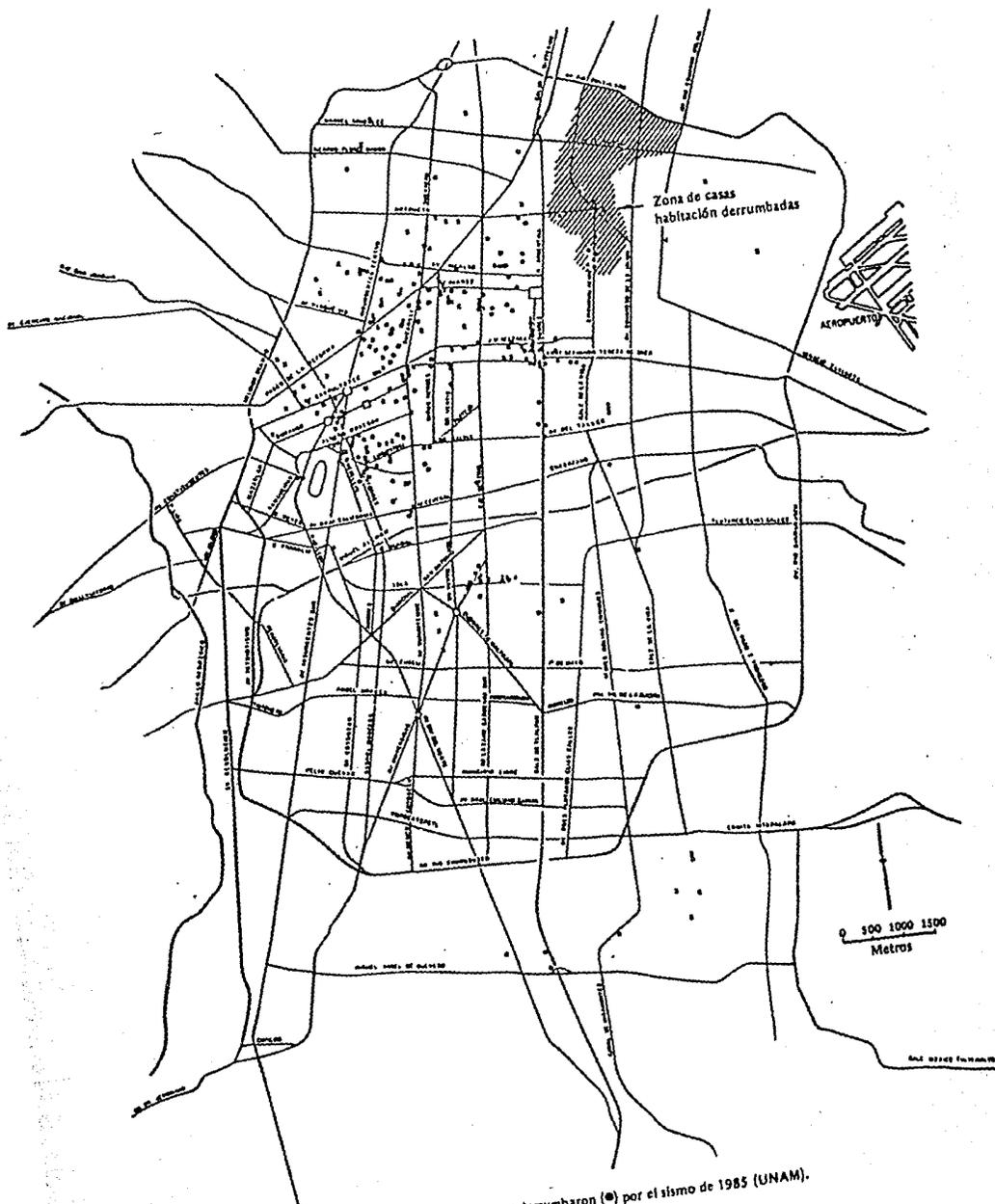


Fig. 1. Ubicación de edificios gravemente dañados (x) o que se derrumbaron (●) por el sismo de 1985 (UNAM).

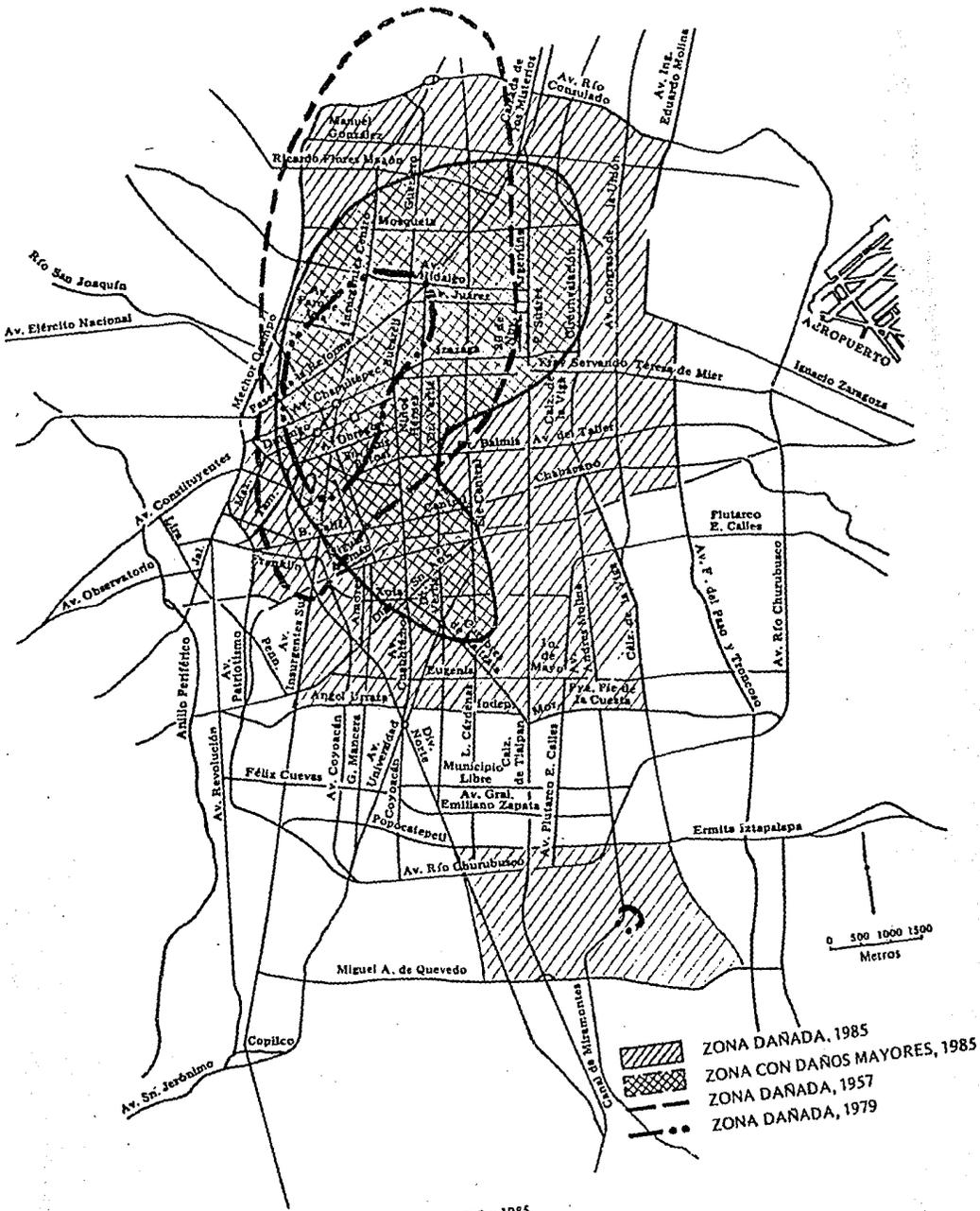


Fig. 2 Zonas dañadas por el sismo (UNAM). Sismos de 1957, 1979 y 1985.

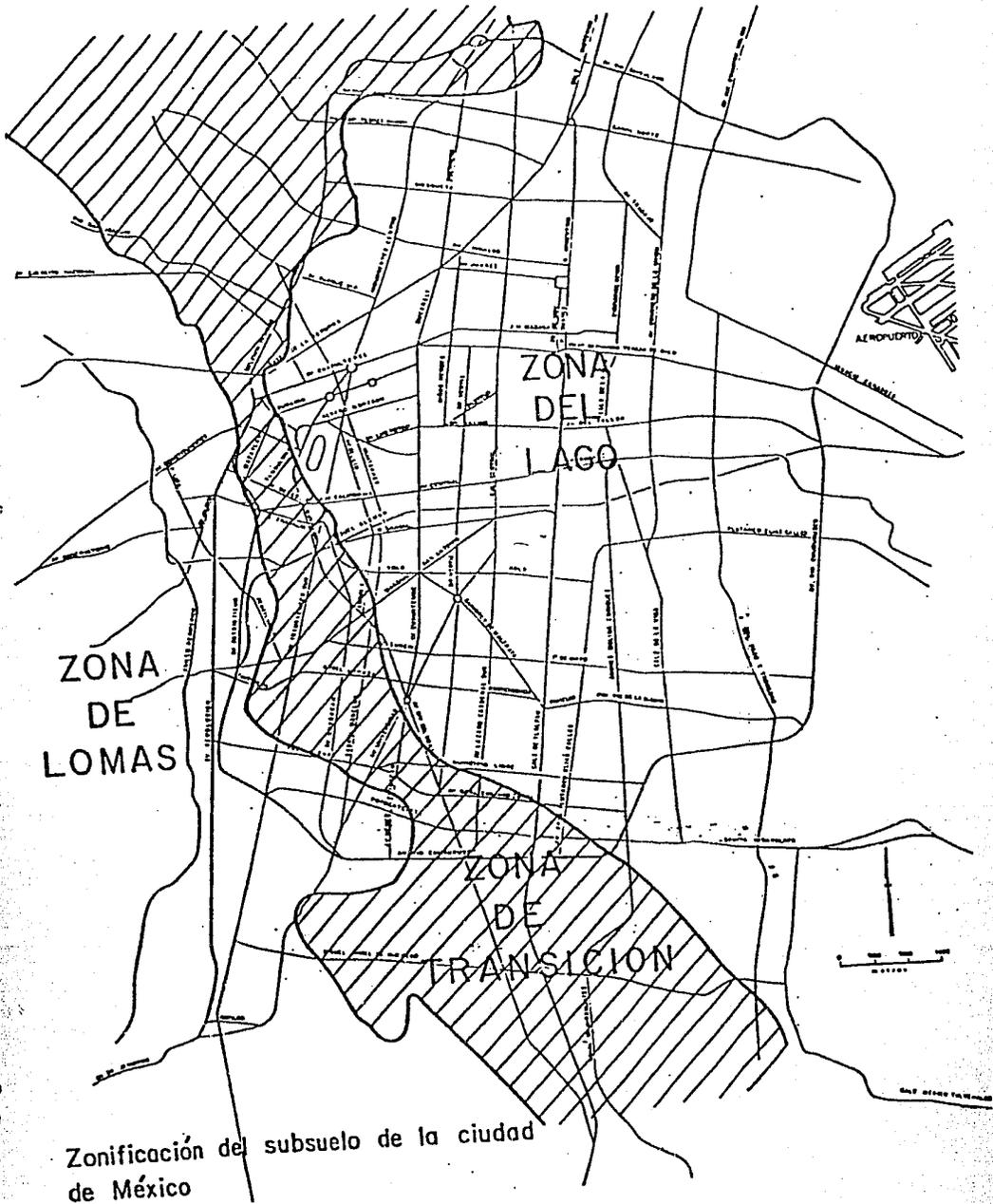


Fig 3

Un cálculo preliminar del daño estructural, preparado en el Instituto de Ingeniería, UNAM, se muestra en la tabla 3. Aunque el número de edificios que colapsaron ó que resultaron seriamente dañados fue muy pequeño en comparación al número total de edificaciones en la Ciudad de México (alrededor del 3%), no por ello deja de ser considerable.

En lo referente al número de pisos, se observó que la mayor cantidad de fallas se concentró en las construcciones de entre 6 y 15 pisos. El número de estructuras colapsadas de cinco pisos ó menos fue relativamente bajo, si se considera que en este rango se encuentran la mayoría de las construcciones existentes. También fueron muy pocas las edificaciones de más de 15 pisos que sufrieron daño grave o colapso. También es pertinente aclarar que fue común el caso de daños graves que fueron total o parcialmente propiciados por construcciones vecinas que ya sea golpearon o se recargaron en el edificio o materialmente se derrumbaron encima de él. A esto se debe un número significativo de los casos de daño en los edificios de cinco niveles o menos.

La concentración de fallas en edificios de 6 a 15 pisos reflejó e hecho de que en la zona de terreno compresible el movimiento del terreno tuvo períodos dominantes muy largos con lo que afectó en forma mucho menor las estructuras relativamente rígidas, con períodos naturales cortos, como son en general las construcciones de pocos pisos. El daño se concentró en los edificios de mediana altura cuyo período se encuentra cercano al dominante del terreno y además se hace cada vez más próximo a éste, a medida que ocurren daños que reducen la rigidez de la construcción. Por otra parte los edificios de gran altura y muy flexibles tenían períodos naturales que excedían a los dominantes del terreno y fueron afectados en menor grado.

Se realizó un censo aproximado de los edificios de distintos número de niveles existentes en la mayor parte de la zona dañada. De ello se deducen los siguientes datos, sobre la proporción de edificios existentes que sufrieron derrumbe, daño estructural extremadamente grave ó daño severo.

Construcciones hasta de 2 pisos	2%
Construcciones de 3 a 5 pisos	3%
Construcciones de 6 a 8 pisos	16%
Construcciones de 9 a 12 pisos	23%
Construcciones de más de 12 pisos	22%
Total de construcciones dañadas	3%

Estos datos confirman los comentarios anteriores con respecto a la concentración de daños en edificios de más de cinco pisos.

En lo referente a la edad de la construcción se eligieron tres categorías correspondientes a los períodos de vigencia de distintos Reglamentos de construcciones en la Ciudad. Antes de 1957 puede considerarse que no existía una reglamentación racional relativa al diseño sísmico; entre 1958 y 1976 estuvieron vigentes las normas de emergencia y el reglamento subsecuente que contenían requisitos detallados de diseño sísmico. En esa última fecha entró en vigor el último reglamento existente que contiene modificaciones substanciales.

Del análisis de los datos se observa que existe una mayor incidencia de daños entre los años de 1957 a 1976, pero no se puede concluir nada importante al respecto debido a la falta de información que se tiene en cada período relativa a los tipos y zonas que resultaron más afectados por el sismo. El número relativamente bajo de fallas en edificios posteriores a 1976 y de las anteriores a 1957, puede reflejar una mejora de la calidad de la construcción en los primeros, ó bien, una baja incidencia de construcción de edificios altos en los últimos, respectivamente.

La estadística relativa al sistema estructural revela principalmente la muy baja incidencia de fallas en construcciones a base de muros de mampostería, que son ciertamente las construcciones más abundantes, pero que por su baja altura y su rigidez caen dentro de un intervalo de períodos de vibración para el cual los efectos del movimiento del terreno en la zona compresible fueron menores.

Con respecto a los otros tres sistemas estructurales es difícil extraer una conclusión. Probablemente la incidencia relativa de fallas en cada caso refleja la proporción de edificios que había construídos con dicho sistema dentro del intervalo de número de pisos que resultó más afectado por el sismo (de 6 a 15). Del examen de la tabla 3 se aprecia, por ejemplo, que la mayoría de las fallas en estructuras de acero corresponden a construcciones bajas y antiguas que en general no constituyen marcos propiamente dichos. La mayoría de los daños en edificios de losa reticular se presenta en años más recientes y para alturas intermedias, reflejando la mayor popularidad de este sistema en dichos casos.

Dentro del rango de 5 a 20 pisos, el tipo más común de construcción en la ciudad de México consiste en marcos de concreto reforzado, a menudo con muros de

TABLA 3. ESTADISTICA DE DAÑOS EN EDIFICIOS

Tipo de Estructuración	Daño	Año de construcción			No. de pisos				Total colapsos o muy graves
		1957	57-76	1976	5	6-10	11-15	15	
Marcos de concreto	Colapso	33%	55%	12%	34%	58%	8%	0	40%
	Muy grave	25%	53%	22%	22%	64%	11%	3%	13.6%
Marcos de acero	Colapso	56%	44%	0	44%	22%	11%	22%	3.4%
	Muy grave	100%	0	0	0	0	100%	0	0.4%
Losa plana	Colapso	6%	70%	24%	46%	46%	8%	0	19%
	Muy grave	14%	57%	29%	26%	51%	23%	0	13.2%
Mampostería	Colapso	58%	33%	8%	83%	17%	0	0	4.5%
	Muy grave	40%	60%		80%	20%	0	0	2 %
Otros	Colapso	0	50%	50%	50%	50%	0	0	0.8%
	Muy grave	25%	50%	25%	75%	25%	0	0	3 %
Suma	Colapsos Muy graves	26%	56%	18%	38%	51%	10%	1%	100 %

Número total de edificios = 265

relleno se discontinúan en los pisos inferiores para permitir el acceso a comercios. Se observó que el sistema resultante de pisos estructurales blandos era susceptible de dañarse en los niveles inferiores. Sobre todo los edificios en esquina, en los que frecuentemente los muros de relleno de los marcos son discontinuados en dos lados de los niveles inferiores, sufrieron serios daños, quizá debido a la torsión adicional introducida por excentricidades en la planta de los niveles inferiores. También existen en la ciudad de México muchos marcos contraventados de concreto reforzado.

El sistema de piso más común suele ser el de losa reticular, en el que las oquedades del plafón se rellenan con bloques ligeros de concreto, que se dejan en el sitio del colado. El sistema de piso resultante es relativamente pesado y susceptible de sufrir fallas locales alrededor de las columnas. Se observaron muchos ejemplos de aplastamiento múltiple de pisos, en los que varios niveles de pisos se desplomaron uno sobre otro, dejando las columnas en pie. En dichos casos, parece que las conexiones de losa-columna no se habían diseñado y detallado por cortante y transferencia de momento en forma adecuada.

También se observó, en fallas de marcos de concreto reforzado del tipo de viga-columna, la importancia del detallado para la integridad de la estructura en general. En muchos casos se descubrió que las conexiones de viga-columna se habían desprendido por completo, dando como resultado el colapso estructural, aún cuando las columnas y vigas individuales habían sufrido relativamente poco daño.

Los marcos de acero no son comunes en la ciudad. Su elevada flexibilidad lateral tiende a colocarlos en un rango de período que los hace susceptibles a fuerzas de inercia elevadas; una de las fallas más graves que causó el sismo comprendía un edificio con marcos de acero; además la mayoría de los perfiles de acero estructural deben importarse, en tanto que las placas se producen en México. Por lo tanto, los edificios de acero generalmente se construyen con columnas tubulares que se ensamblan mediante placas, soldadas ó remachadas, y con vigas de alma abierta fabricadas con placas y soleras. Los sistemas de piso suelen ser de losas reticulares.

Los muros estructurales de concreto reforzado no son comunes en la ciudad, tal vez debido al costo relativamente bajo de los muros de relleno de mampostería y a los criterios de diseño existentes para las losas planas, sin embargo, en las

pocas estructuras donde se utilizaron, como por ejemplo ciertos estacionamientos, parecen haberse comportado de manera satisfactoria.

Se detectaron una serie de características estructurales que contribuyeron a hacer más severos los efectos del sismo y que dieron lugar a algunos modos de falla prevalecientes. Entre éstos están:

a) Comportamiento frágil por falla de columnas.- Se presentó en la gran mayoría de las fallas de edificios a base de marcos. El modo de falla más común puede identificarse como la pérdida de capacidad de carga vertical del edificio debido al progresivo deterioro del concreto de las columnas por la repetición de un elevado número de ciclos de carga laterales que excedieron su resistencia en flexocompresión ó en cortante. Lo anterior fue propiciado en diversos casos por la escasez de refuerzo transversal y la excesiva separación entre el refuerzo longitudinal de la columna, lo que dió lugar al pandeo de las barras de refuerzo y a un confinamiento muy pobre del concreto contenido en el núcleo de la columna.

b) Efecto de muros divisorios de mampostería.- Esto se presentó sólomente en los siguientes casos:

\* Cuando existió una distribución asimétrica en planta; sobre todo se presentó en el caso de edificios en esquina, que tenían muros de mampostería en las colindancias, mientras que las fachadas eran muy abiertas. Esta inadecuada distribución de rigidez, con una ostensible excentricidad, derivó en un efecto de torsión considerable que incrementó en forma significativa las fuerzas actuantes en las columnas de los ejes de fachada y que contribuyeron a ocasionar la falla.

\* Cuando se presentó lo que se conoce como primer piso suave, es decir, cuando en los pisos superiores existe una estructura con mayor resistencia y rigidez a carga lateral que en el primer entrepiso, lo que ocasiona una gran demanda de disipación de energía que se concentra en el primer entrepiso y propicia la falla de columnas.

\* Asimetrías causadas por la destrucción de muros destinados a contribuir a la resistencia a cargas laterales, lo que incrementó notablemente las fuerzas en las columnas.

c) Daños previos por sismos anteriores.

d) Columnas cortas.- Denominándose así al caso en que las columnas de algunos ejes se encuentran restringidas a su deformación lateral por muros de mampostería ó por pretilas de fachada, lo que las hace mucho más rígidas que las de otros ejes por lo que absorben una mayor porción de las fuerzas sísmicas para las cuales no están generalmente diseñadas, dando lugar a una falla frágil, generalmente por cortante.

e) Choques entre edificios adyacentes.- Esto se debió principalmente a que ciertas construcciones no respetaron las separaciones mínimas para colindancias fijadas por el reglamento.

f) Sobrecarga excesiva en la edificación.- Debida principalmente a que muchos edificios eran empleados como almacenes ó archivos en los niveles superiores, violando substancialmente las consideraciones que se hicieron en su diseño.

g) Efecto P- $\delta$ .- Así se conoce a los momentos adicionales que las cargas verticales introducen en una estructura cuando ésta sufre desplazamientos laterales elevados, lo que incrementa los momentos flexionantes en las columnas de los pisos inferiores, situación que no se ha previsto generalmente y que puede ocasionar el colapso de las mismas.

h) Punzonamiento de losas reticulares.- Esto sucede cuando los efectos cortantes resultantes de la suma de los efectos de cargas verticales y del sismo en la periferia de la columna, provocaron la falla por cortante en la losa; más aún si no existe en la losa una zona maciza de concreto alrededor de la columna (capitel); como se tuvo en algunos casos.

i) Fallas de Cimentación.- aunque fue raro como origen del colapso de una estructura, llegó a ocurrir. Se presentó en algunos edificios esbeltos con altos momentos de volteo, cimentadas por contacto ó con pilotes de fricción.

Tal vez lo más frecuente fue que la falla incipiente de cimentaciones de las características anteriores se presentó, pero ésta no fue la determinante del colapso. Se piensa que pudo influir en la ocurrencia del efecto P- $\delta$  anteriormente descrito

en algunas edificaciones, sobre todo en edificios de esbeltez moderada cuya planta baja tuviera elementos de carga constituidos sólo por columnas.

Tampoco puede descartarse la posibilidad de que cierto número de edificios hayan colapsado por haber sufrido reducción de su capacidad estructural a causa de hundimientos diferenciales excesivos antes del sismo.

### REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION DEL D.F.

Antes de 1951 no existían disposiciones formales contra sismos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Cuando ocurrió el fuerte sismo de 1957, ya habían sido incluidas algunas disposiciones contra sismos. Como resultado del sismo de 1957, se comenzó la revisión del reglamento vigente. En 1966 se adoptó un nuevo reglamento. Los edificios diseñados entre 1957 y 1966 se ajustan a una mezcla de normas, que por lo general se encuentran a medio camino entre los requisitos del Reglamento de 1957 y los del Reglamento de 1966.

El último reglamento vigente, que incluye fuerzas laterales, fue adoptado en 1976. Prescribe fuerzas laterales de diseño que son compatibles con un espectro de respuesta con ordenadas elevadas en el rango de períodos de 1.0 a 3.5 segundos. Esto implica que, cuando se esbozó el Reglamento, sus autores ciertamente previeron la posibilidad de resonancia tal como la que a todas luces ocurrió en este sismo. El comportamiento relativamente deficiente de algunos edificios en este sismo también podría deberse a otros factores tales como detallado, calidad de la construcción ó a la falta de cumplimiento del Reglamento.

Sin embargo hay que tomar en cuenta que de acuerdo con los registros instrumentales se ve que las sollicitaciones dinámicas del sismo excedieron a las especificadas por las normas de 1976; las cuales se apoyaron principalmente en estadísticas analizadas en 1970, por tanto el sismo del 19 de Septiembre ha hecho necesaria la revisión de la información estadística y de otro tipo relacionada con la sismicidad en la ciudad.

En cuanto a las demás disposiciones en general, el reglamento del Distrito Federal estaba siendo estudiado para proponérsele modificaciones en varias de sus disposiciones atendiendo a la experiencia previa y a resultados de investigaciones recientes. Sin embargo una revisión apropiada y meticulosa requiere de un cierto tiempo, el

cual no se podía tomar en vista de las necesidades que tiene la ciudadanía de reocupar construcciones dañadas que son susceptibles de refuerzo y reparación, pero cuya situación en estos momentos las hace peligrosas, así como de reiniciar la construcción de obras que se hallaban en proceso y de construir nuevas obras. Para ello fue necesario la elaboración de unas Normas de Emergencia al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (ref 15) que fueron publicadas en el Diario Oficial del 18 de Octubre de 1985, siendo elaboradas por el Subcomité de Reconstrucción del Area Metropolitana de la Ciudad de México.

Dichas normas toman en cuenta los tipos de daño que prevalecieron durante el sismo, los cuales ya se han mencionado; se hicieron reducciones importantes en los factores de resistencia para columnas de concreto reforzado ( $F_R = 0.5$  ó  $0.6$ , según sea el caso), así como para pilotes ( $F_R = 0.35$ ); asimismo se incrementaron al doble las cargas vivas para oficinas ( $w_a, w, w_m = 250 \text{ Kg/m}^2$ ); se limitó la altura máxima para la aplicación del método simplificado de diseño sísmico -- (  $8.5 \text{ m}$  ); se incrementó el coeficiente sísmico "c" para las estructuras del grupo B a  $0.27$  en la zona II y a  $0.40$  en la zona III, así como los valores de  $a_0$  a  $0.054$  en la zona II y a  $0.10$  en la zona III.

Se disminuyeron los factores de reducción por ductilidad, según fuera el caso de estructuración (las más castigadas fueron las losas planas y los marcos contraventeados); por otra parte se modificó substancialmente el análisis y diseño de losas planas, debido a su mal comportamiento. Asimismo no serán permitidas las estructuraciones que den lugar a excentricidades torsionales calculadas en los niveles que excedan del 20% de la dimensión en planta de dicho nivel en la dirección en que se mide la excentricidad. Se hizo incapié en que se deben respetar las normas sobre las colindancias, se dieron también especificaciones a seguir acerca de apuntalamiento, así como para el detallado de las estructuras y sobre supervisión.

Estas normas estarán vigentes hasta que sean substituídas por un nuevo Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal, que se supone estará listo y entrará en vigor en el lapso de un año después de lo que lo hicieron las Normas de Emergencia.

## OBJETIVOS

La introducción un poco amplia que ha tenido este trabajo tuvo por objeto ofrecer un panorama general de lo que son en sí los sismos, los elementos de los cuales se vale la ingeniería para tratar de interpretarlos, así como una somera descripción de la historia recopilada de ellos en nuestro país, tratándose con más detalle el sismo del 19 de Septiembre de 1985, sus características, magnitud y efectos en las construcciones de la ciudad de México, por obvias razones.

Su principal objetivo es el de estudiar el caso de una edificación tipo, que forma parte de un conjunto urbano muy populoso en el Distrito Federal, y que resultó dañada por el terremoto acaecido el año anterior, de muy diversas maneras (como se tratará en el capítulo II); en vista de lo cual y debido a los requisitos de vivienda que tiene el D.F. se pensó en la factibilidad de su restauración como habitación popular, para lo que se determinó la necesidad de realizar una restructuración tal del inmueble que permitiera dentro de lo posible salvaguardar la integridad de las personas que lo habiten.

Para llegar a dicha solución fue necesario el plantear diversas alternativas, estudiarlas, revisarlas, en su caso ir las mejorando hasta que se obtuvo la mejor solución para el problema, desde un punto de vista técnico. Esto se tratará en los capítulos indicados para este fin.

Cabe señalar que la presentación de estos estudios se hará desde un punto de vista conceptual, es decir, no se publicarán todos los resultados matemáticos que se obtuvieron de los análisis, ni los desarrollos necesarios para la evaluación de las alternativas que se tuvieron que realizar, sino únicamente aquéllos que se consideren pertinentes para el correcto entendimiento de este trabajo.

En el capítulo V se tratará lo relativo al procedimiento de construcción necesario para la correcta ejecución de la obra de restructuración proyectada, así como comentarios acerca de la supervisión que debe realizarse de este trabajo.

Cabe señalar que aunque las alternativas de restructuración planteadas en este trabajo son esencialmente a base de muros sísmicos y de "macromarcos"; se consideró propio describir las características de otros sistemas que han sido frecuentemente empleados en todo el mundo para tratar de resolver esta

problemática, con el fin de ofrecer un marco de comparación. Esto se tratará al principio del capítulo III.

Por último, en el capítulo II se creyó conveniente tratar conceptos sobre estructuración, para proporcionarle de esta manera cierta uniformidad al contexto general del trabajo aquí presentado.

## **CAPITULO II**

**DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL**

**Y**

**DE LOS DAÑOS SUFRIDOS POR EL SISMO**

## CONCEPTOS Y RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACION

Una estructura se puede concebir como un sistema, es decir, como un conjunto de elementos que se combinan en forma ordenada con el propósito de resistir de manera satisfactoria las acciones permanentes y/o accidentales a las cuales se verán sometidas durante su vida útil.

Las estructuras deben cumplir con una serie de características para tal propósito, como son:

- 1.- Ofrecer una seguridad razonable
- 2.- Poseer una resistencia adecuada
- 3.- Tener un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio.

Se puede asegurar que generalmente es condición suficiente y necesaria que una estructura satisfaga estas tres características para cumplir con su cometido desde un punto de vista estructural. Por tanto deben ser consideradas como las más importantes, para un ingeniero estructurista.

Sin embargo, existen otras características que también deben satisfacer las estructuras, pero no desde un enfoque estructural, y que en ocasiones son preferidas a las primeras, lo que deriva a veces en un cumplimiento no cabal de éstas, ocasionando serios problemas de comportamiento. Estas son, entre otras:

- 4.- Funcionalidad
- 5.- Aspecto Estético
- 6.- Economía justa
- 7.- Vida Util

Intuitivamente se puede apreciar que las características que generalmente ocasionan mayores problemas son:

\* Satisfacer lo que se denomina como "economía justa", puesto que éste es un término muy subjetivo que cada quien lo interpreta a la manera que mejor le conviene, y frecuentemente se cae en la búsqueda de diseños más económicos que el necesario para el correcto comportamiento de la edificación, es decir, se cae en aras de una falsa economía en detrimento de la seguridad, y la denominamos falsa economía porque es un hecho irrefutable que actualmente el costo de la estructura en una edificación es aproximadamente un 20% del costo

total, por tanto jamás hay que escatimar recursos en este sentido.

\* La funcionalidad del edificio, que en ocasiones lleva a diseños asimétricos por la necesidad de disponer de unas ciertas áreas ó elevaciones muy específicas para el correcto desarrollo de ciertas actividades que se tienen que realizar en la edificación.

\* El aspecto estético, que generalmente conduce a concepciones estructurales equívocas las cuales pueden introducir problemas en el comportamiento del edificio, sobre todo al verse sujetas a sollicitaciones dinámicas como es el caso de los sismos.

Esta problemática de que algunas configuraciones de edificios sean causa primordial de problemas en el diseño sísmico debido a su mal comportamiento, ha sido ampliamente estudiada por Christopher Arnold (refs. 38 y 53), quien ha elaborado una carta donde identifica y clasifica esas configuraciones, con la intención de que se entienda plenamente la relación entre configuración y diseño sísmico, para lo cual señala la relación existente entre la inspiración arquitectónica en una configuración y sus consecuencias estructurales.

Arnold además hace recomendaciones para aliviar el problema, reconociendo que no puede ser posible en muchas ocasiones evitar simplemente la configuración problemática. Afirma que el meollo del asunto es crear conciencia en arquitectos e ingenieros de que el problema existe. Una vez reconocido, el problema puede ser resuelto valiéndose de la variedad de métodos con que se cuentan y de la experiencia.

Por considerarlo muy interesante y útil, parte de este estudio se presenta en la tabla 4.

Como es de todos sabido, el diseño sísmico de una estructura es de vital importancia en las regiones donde la frecuencia de sismos es apreciable. El proceso de diseño sísmico de una estructura incluye varias etapas:

1.- Evaluación del riesgo sísmico.- Análisis de las condiciones del sitio de la construcción y establecimiento del criterio y de los sismos de diseño, de acuerdo con los reglamentos vigentes en esa zona.

2.- Selección de la configuración y de la estructura del edificio (controlable).

3.- Predicción del comportamiento mecánico del sistema suelo-cimentación-estructura, por medio de modelos matemáticos. Definición de estados límite de servicio, de daños y de colapso.

4.- Verificación de que el suministro sea mayor que la demanda, desde distintos puntos de vista: rigidez, resistencia, estabilidad, capacidad de absorción y disipación de energía. Análisis de la factibilidad y confiabilidad del diseño preliminar y rediseño, en caso necesario.

5.- Diseño final.- Detalles estructurales y no estructurales para que haya congruencia entre el proyecto y la construcción.

6.- Construcción y mantenimiento del edificio durante su vida de servicio.

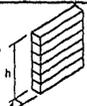
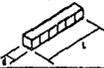
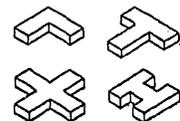
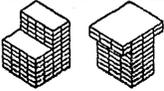
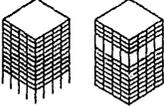
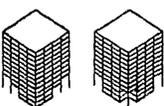
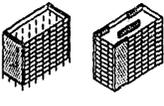
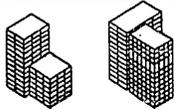
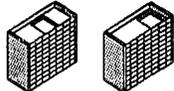
PROBLEMA	CONFIGURACION	FUNCION ARQUITECTONICA	PROBLEMAS ESTRUCTURALES	SOLUCION
A.- Problemas debidos a dimensiones extremistas	1.- Elevada relación altura-lado corto 	Solución para lugares restringidos.	Grandes momentos de volteo, considerables desplazamientos relativos.	Revisar los efectos causados por la relación altura-lado corto ó emplear un sistema estructural especial.
	2.- Extrimademente plana 	Común en bodegas, edificios industriales y centros comerciales.	Grandes fuerzas en el sistema de piso (techo).	Subdividir el edificio utilizando juntas sísmicas.
	3.- Extrimademente larga 	Común en colegios, edificios de departamentos.	Grandes fuerzas laterales en los elementos del perímetro, gran diferencia en la resistencia con respecto a los de	Subdividir el edificio utilizando juntas sísmicas.
B.- Problemas por configuración en planta.	1.- Variaciones de la resistencia y la rigidez en el perímetro. 	Necesidad de tener espacios vacíos, sin muros o sin esquinas, por ejemplo: estaciones de bomberos, centros comerciales, etc.	Torsiones causadas por la gran variación en resistencia y rigidez.	Añadir marcos y desligar muros, ó utilizar marcos con muros ligeros.
	2.- Falsa Simetría 	Mejor uso de los espacios, en planta para lo cual el cubo de escaleras y/o elevadores se dispone de ésta manera.	Torsión causada por el núcleo rígido dispuesto asimétricamente.	Desligar el núcleo, ó utilizar en éste marcos con muros estructurales (desligados).
	3.- Presencia de esquinas entrantadas. 	Empleo eficiente de los espacios, por ejemplo en hospitales, albergues escolares. Común en edificios antiguos.	Torsión, y concentraciones de esfuerzos en las esquinas.	Separar cuerpos Rigidizar el perímetro Rigidizar el núcleo Suevizar el concepto arquitectónico 
	4.- Masas Excéntricas 	Requisitos de uso, estantería de bibliotecas, albercas en azoteas, equipo especial, etc.	Torsión y concentración de esfuerzos.	Hacer un rediseño, o añadir elementos resistentes para balancear las masas y la resistencia.

TABLA 4. PRINCIPALES PROBLEMAS ESTRUCTURALES

PROBLEMA	CONFIGURACION	FUNCION ARQUITECTONICA	PROBLEMAS ESTRUCTURALES	SOLUCION
C.- Problemas por la configuración vertical.	1.- Discontinuidades 	Generalmente Estética, en ocasiones resultado de una programación (por caso)	Concentración de esfuerzos en el entrepiso donde se inicia el cambio, variación brusca de las propiedades dinámicas, grandes fuerzas en el sistema de piso en el lugar del cambio.	Sistema estructural especial, análisis sísmico dinámico cuidadoso.
	2.- Piso suave, -Muro 	Necesidad en disponer de plantas bajas muy abiertas ó grandes espacios en cualquier piso. También fraccionamiento por estética.	Cambios bruscos de rigidez en el sitio donde ocurre la discontinuidad.	Añadir atiesamiento lateral ó columnas.
	3.- Variación en las rigideces de las columnas - Sin eliminar pisos 	Necesidad en disponer de variedad de aspectos y ciertas alturas de entrepisos; Estética.	Cambios bruscos de rigidez, fuerzas actuantes más grandes en las columnas más rígidas.	Rediseñar el sistema estructural para balancear rigideces.
	4.- Muros de cortante discontinuos 	Necesidad en disponer de plantas bajas abiertas ó estéticas (simular "cubos flotantes")	Discontinuidades en los patrones de carga y concentración de esfuerzos en los elementos más cargados.	NO HAY
	5.- Estructuraciones con trabas peraltadas de fachada; tipo columna débil-viga poderosa. 	Común en edificios con ventanería abundante, Escuelas, hospitales, oficinas.	Ocurre la falla de la columna antes que la viga por el fenómeno de columna corta.	NO, al menos que se añadan muros en toda la altura para reducir las cargas en las columnas, ó se separan los pretiles de las columnas.
	6.- Modificación de la estructura original. 	Búsqueda de la eficiencia del inmueble para un nuevo uso; veces tal remodelación es regida por el administrador del edificio.	Muy serios cuando se utilizan muros de mampostería intermedios que modifican el concepto estructural. Creación de columnas cortas ó columnas muy rígidas que derivan en concentraciones de esfuerzos.	Desligar de la estructura los muros de relleno; ó utilizar materiales ligeros.

PROBLEMA	CONFIGURACION	FUNCION ARQUITECTONICA	PROBLEMAS ESTRUCTURALES	SOLUCION
D.- Problemas de colindancia.	1.- Separación entre construcciones 	A veces diferentes cuerpos de un edificio; en otras ocasiones edificios vecinos.	Posibilidad de choque dependiendo del período, altura, distancia y sentido en que se muevan ambas estructuras.	Brindar la separación adecuada, suponiendo que vibran en sentido contrario 
E.- Muros de cortante	1.- Acoplados  2.- Con espacios abiertos 	Solución común cuando se dispone de un corredor central.  Necesidad de espacios para	Existencia de deformaciones incompatibles entre los muros y la trabe de liga.  Disminución seria de la capacidad en los puntos donde se transfiera la máxima carga.	NO, cuando la trabe es poco resistente. Diseñar adecuadamente la unión.  Diseño cuidadoso, espacio adecuado para el diseño del refuerzo tomando en cuenta el comportamiento inelástico.
F.- Sistema de piso ó techo	1.- Aberturas  2.- Aberturas en esquinas entrantes  3.- Torre 	Necesidad de circulación vertical ó de iluminación interior (cubos de luz)  Este tipo de edificios casi siempre requieren que la circulación vertical se realice en la esquina entrantes por funcionamiento.  Ver C.-1 (Discontinuidades)	Reducción drástica de su capacidad ó resistencia como diafragma  Debilitamiento del diafragma en la zona más crítica.  El diafragma en el sitio donde se localiza la discontinuidad debe de poder transferir todas las cargas provenientes de la torre.	NO, al menos que se realice un diseño cuidadoso considerando su comportamiento en el rango inelástico.  NO, al menos que se realice un diseño cuidadoso considerando su comportamiento en el rango inelástico  Diseño cuidadoso, reconociendo el problema en que se encuentre el diafragma

La filosofía del diseño por sismo, en la mayoría de los reglamentos de diseño del mundo, establece que los\* no deben sufrir daños de ninguna especie al someterse a movimientos moderados de ocurrencia relativamente frecuente; que pueden presentar algunos daños en elementos no estructurales durante temblores de intensidad media, y que pueden sufrir daños en elementos no estructurales, y aún estructurales, al ocurrir sismos más intensos.

Desafortunadamente, los datos estadísticos de que se disponen en la actualidad no permiten desarrollar correctamente la filosofía de diseño sísmico, porque resulta imposible predecir cuál será el temblor más fuerte que se pueda presentar en determinado lugar de la Tierra. Esto se debe a que la historia con que se cuenta es, a lo sumo, de unos cuantos siglos atrás; lo que resulta muy poco comparado con el tiempo requerido, desde el punto de vista geológico, para que se acumule energía suficiente para producir sismos intensos. Además, se sabe poco aún sobre los mecanismos que generan un temblor y sobre la liberación de energía producida por sismos de intensidad media.

Como se puede ver, el diseño sísmico de una estructura no es asunto fácil. Basándose en experiencias de anteriores sismos y en numerosas investigaciones, se han publicado una serie de recomendaciones para mejorar el comportamiento de las estructuras en zonas sísmicas (refs. 10,14,16,18), las cuales pueden resumirse como sigue:

1.- Poco Peso.- Las fuerzas que se generan en una estructura durante un sismo se deben a la inercia que poseen las masas para seguir el movimiento, y son proporcionales a ellas, por tanto, debe procurarse sobre todo reducir el peso de elementos no estructurales que no contribuyen a la resistencia, como son acabados, muros divisorios, fachadas, etc., y buscar que las mayores cargas se ubiquen en los niveles inferiores, puesto que a menor masa, menores efectos.

2.- Sencillez, simetría y regularidad tanto en planta como en elevación.- Existen diversas razones para buscar la sencillez en la estructuración, entre otras se entiende mejor el comportamiento sísmico global con respecto a una estructura compleja, resulta más fácil modelarla, asimismo serán más realistas las hipótesis que se hagan con respecto a su comportamiento. La experiencia ha demostrado que las estructuras sencillas, simétricas y regulares son las que sufren menos daños en temblores excepcionales o de mediana intensidad.

\* Edificios

3.- Plantas poco alargadas y elevaciones de esbeltez reducida.- La razón para limitar la longitud de las plantas es que existe la posibilidad de que el movimiento no sea el mismo a todo lo largo de una estructura, y esto causa en ella efectos que no son fáciles de determinar, debido a movimientos desfasados de los apoyos. Por otra parte, los efectos de la temperatura y la contracción también hacen recomendable limitar la longitud de las construcciones a sólo 50 metros aproximadamente, a menos que se tomen precauciones especiales para reducir dichos efectos.

La esbeltez excesiva en un edificio ocasiona complicaciones en el análisis y en el diseño, pues es necesario tomarla en cuenta en los modelos matemáticos. Además, durante un sismo, el exceso de esbeltez es causa de grandes deformaciones que provocan el pánico entre sus ocupantes. Por lo tanto, se recomienda que la altura de los edificios no sea más de 3 ó 4 veces la menor dimensión de su planta.

En los dos últimos puntos se pueden tomar muy en cuenta los estudios realizados por Arnold, anteriormente presentados.

4.- Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad.- Las discontinuidades producen amplificaciones dinámicas importantes que no son fáciles de predecir con modelos matemáticos simples. Si es necesario que la estructura no se uniforme, habrá que tomar en cuenta, mediante modelos más complicados, los efectos dinámicos de esta falta de uniformidad.

5.- Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural.- Las estructuras hiperestáticas tienen más defensas que las isostáticas. Paradójicamente, esta recomendación se contrapone a la del inciso 2 en cuanto a la sencillez, pues las isostáticas son más simples; sin embargo, durante sismos excepcionales se estáticas debido a que, para llegar al colapso, es necesario que haya un mayor número de articulaciones plásticas.

Es recomendable la existencia de líneas de defensa escalonadas, pero complica el cálculo de la estructura, pues hay que prever lo que puede pasar al ir fallando cada una de esas defensas. En un edificio esto se logra colocando muros de resistencia reducida que limitan los desplazamientos, disipan los efectos de un sismo de baja o mediana intensidad y de ocurrencia más frecuente, y fallan como fusibles, absorbiendo energía, durante temblores más

intensos. Los efectos de la falla deben tomarse en cuenta en un análisis de esa estructura sin los muros, sometida a un sismo violento.

6.- Formación de articulaciones plásticas en elementos horizontales más que en los verticales.- Se ha visto que la formación de articulaciones plásticas en las trabes, en el caso de estructuras porticadas, es más favorable, puesto que la demanda de deformación (ductilidad) en ellas, se reparte entre más secciones. Cuando las articulaciones plásticas se forman en los extremos de las columnas de un entrepiso, mientras el resto de la estructura permanece en estado elástico por no haber uniformidad en la distribución de la resistencia, la ductilidad global que puede lograrse es baja, y es fácilmente superada por la demanda en temblores extraordinarios; por lo tanto es muy probable que sobrevengan colapsos parciales ó totales. La ductilidad local que alcanzan los elementos a flexión pura (vigas) es mucho mayor que la que pueden desarrollar los elementos sometidos a flexocompresión (columnas).

7.- Propiedades dinámicas adecuadas al terreno en que se desplanta la estructura.- El temblor del 19 de Septiembre hizo evidente la conveniencia de esta recomendación. Aunque es muy difícil saber con precisión si las propiedades dinámicas de un terreno y de la estructura que se va a desplantar sobre él son adecuadas o no, se ha comprobado que el comportamiento de estructuras rígidas en terrenos blandos, o de estructuras flexibles en terrenos duros es más favorable, debido a la poca probabilidad de que se amplifiquen los efectos del movimiento del suelo por resonancia.

8.- Congruencia entre lo proyectado y lo construído.- Hay que vigilar que la obra se ejecute de tal manera que permita que las hipótesis realizadas en el cálculo no se alteren, detallando de manera clara no sólo los elementos que se consideran como estructurales; sino también la forma en que se deben construir los elementos considerados como no estructurales, particularmente en el caso de muros de relleno, divisorios ó de colindancia, construídos con mampostería de tabique, puesto que suelen tener bastante rigidez, y si no se desligan de una forma adecuada de la estructura, alteran tan substancialmente la idealización matemática de la estructura que se había hecho, que en ocasiones la estructura construída es y se comporta totalmente diferente a la proyectada.

En cuanto a los tipos de estructuración más comúnmente utilizadas en la práctica de la ingeniería para edificaciones y construcciones pequeñas se encuentran:

1.- Estructuras a base de muros de mampostería, cuyo sistema de piso-puede ser:

\* A base de vigas de madera y bóveda catalana, ó arcos y bóvedas de piedra. Actualmente este sistema se encuentra en desuso, sin embargo debido a la gran popularidad que gozo en la antigüedad aún existe un número considerable de construcciones de este tipo.

\* Losas de concreto reforzado, que a su vez pueden ser:

Losas macizas perimetralmente apoyadas.

Losas a base del sistema de vigueta y bovedilla.

Losas prefabricadas.

2.- Estructuras de concreto reforzado, que pueden ser:

\* Marcos rígidos formados por trabes y columnas, con losas de concreto. Pueden también combinarse con muros de concreto y/o contravientos.

\* Marcos rígidos formados por columnas y losas planas aligeradas, que pueden tener también muros y/o contravientos.

3.- Marcos de acero, generalmente con columnas hechas a base de ángulos y placas soldadas, con vigas de alma llena ó de alma abierta.

## DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

La estructura aquí presentada es más bien una estructuración tipo que forma parte de un conjunto urbano que a gran escala se construyó en el norte de la Ciudad de México entre finales de los años cincuentas y principios de los sesentas, con el fin de darle albergue a más de 70 000 personas. Para ello cuenta, además de edificaciones para vivienda, con jardines, centros de entrenamiento, vías y medios de comunicación, centros de salud, centros educativos, vigilancia, en fin, todo lo necesario para el desarrollo íntegro del ser humano.

Para poder llevar a cabo este proyecto fue necesario ocupar 768623 m<sup>2</sup> de superficie de terreno; se construyeron 144 edificios, de los cuales 102 son para vivienda, que en total tienen 11956 departamentos y 69344 habitaciones, en un área construída de 1,131,367 m<sup>2</sup>.

Esta edificación no es en sí una sola, sino que es un conjunto de 3 edificaciones idénticas, es decir, con la misma distribución en planta y estructuración. Se denominaron "Edificios tipo C", de los cuales se tenían un total de 10 en el conjunto, con idéntica orientación en dirección este-oeste, como se presenta en la fig. (4).

Cada edificio tipo cuenta con 14 niveles, donde existen 288 departamentos, ocupando una superficie de terreno de 210,517 m<sup>2</sup> y un área construída de 3,010,148 m<sup>2</sup>. En total, los diez edificios ocupan el 18.22% de la superficie total y comprenden el 29.95% del área construída, donde se localizan el 24.09% del total de habitaciones disponibles en el conjunto.

Se diseñaron por los años de 1958-1963 y su construcción se llevó a cabo entre los años de 1959 y 1964. Los criterios de diseño que se siguieron fueron conforme a las disposiciones recomendadas por la Comisión de Adiciones y Reformas al Reglamento de Construcciones en esas fechas a la oficina de Vía Pública del Departamento del Distrito Federal, así como fueron evolucionando conforme evolucionaron tales disposiciones, en adición a la información obtenida resultado de las experiencias vividas en las primeras estructuras construídas y a las obtenidas como resultado de las investigaciones recientes en esa época, tanto nacionales como extranjeras. Se puede decir que para el diseño de elementos estructurales básicamente se atendió a criterios mixtos de diseño, también conocidos como de diseño plástico, por considerarse más realistas. Una exposición más amplia al

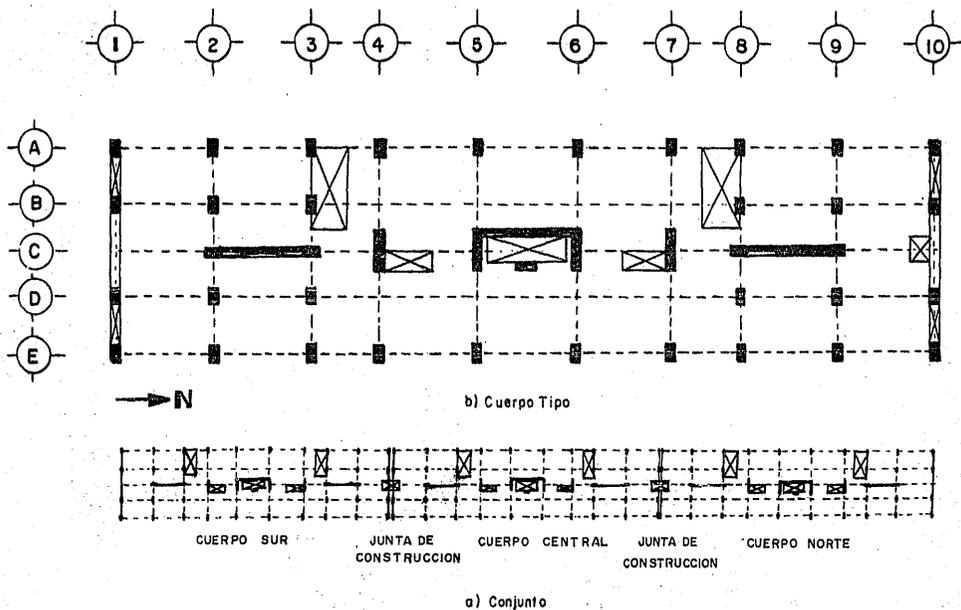


FIG. 4.- Edificio Tipo.

respecto se ofrece en la ref 19.

En cuanto a su diseño sísmico y eólico, se basaron en los criterios descritos en las refs. 54, 55 y 56; se empleó un análisis estático con un coeficiente de diseño sísmico de 0.08. Se analizaron utilizando los métodos de Kani, de Newmark y sus variantes, principalmente.

El sistema estructural escogido a groso modo es a base de losa plana aligerada con bloques huecos de concreto ligero, rigidizada a base de muros de cortante, contraventeos de concreto (en marcos exteriores de colindancia, principalmente) y de traves peraltadas en fachadas.

En cuanto a la losa plana existen algunas zonas en el sistema de piso que, el lugar que normalmente debía ocupar dicha losa está ocupado por losas macizas de 8 cm. de espesor, como se aprecia esquemáticamente en la fig. 5.

La losa plana tiene un peralte de 28 cm, con nervaduras espaciadas por lo general 40 cm y ocasionalmente 20 cm y 60 cm, esta última separación en las zonas de capitel. El ancho de las nervaduras varía de 10 cm hasta 20 cm, siendo más comunes las nervaduras de 10, 12.5 y 15 cm.

Las columnas tienen una sección de 30 x 70 cm en P.B. y están orientadas primordialmente para resistir el sismo en la dirección este-oeste (donde la planta es más alargada), aunque en el marco central (eje C) están orientadas para resistir el sismo en la dirección norte-sur. Los claros existentes entre ejes de columnas son de 6.30 m y 4.50 m en la dirección norte-sur (X) y de 3.45, 2.80 y 5.60 m en la dirección este-oeste (Y). Las dimensiones en planta son 53.10 m en la dirección X y de 12.50 m en la dirección Y.

El sistema resistente ante cargas laterales lo componen al marco equivalente "rígido" formado por las columnas y la losa plana aligerada, con la ayuda de muros de cortante, traves peraltadas en fachadas y contraventeos de concreto. Su distribución en planta se muestra en las figs. 6 y 7; que corresponden a las plantas de P.B. al quinto piso, y del sexto al último piso, respectivamente.

Esta estructuración tiene muchos ángulos interesantes, algunos de los cuales se pueden apreciar analizando la distribución de los elementos resistentes en planta, que se muestran en las figuras anteriores.

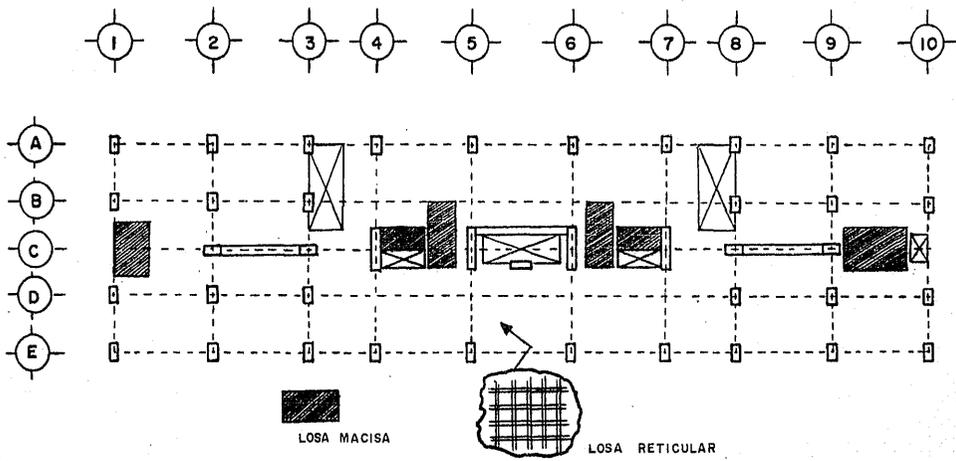


FIG 5.- Sistema de Piso

Uno de ellos es en sí la planta, que es bastante alargada. Su longitud en la dirección X es aproximadamente 4.25 veces su longitud en Y, y mide más de 50m; esto ocasiona que no se cumpla cabalmente con la hipótesis de que la losa es infinitamente rígida en su plano, puesto que tal distribución es propensa a tener deformaciones importantes en su plano ante la acción de una fuerza excitadora horizontal como es el sismo. Además posee discontinuidades por la necesidad de los espacios para elevadores, escaleras, servicios, lo que agrava esta situación. Obsérvese que se contrapone a la segunda recomendación anteriormente enunciada que versa sobre como mejorar el comportamiento de las estructuras en zonas sísmicas.

Tomando muy en cuenta esta situación se vió la necesidad de defender a la estructura de la mejor manera posible ante la acción de un sismo en la dirección este-oeste. Esto se previó rigidizando a la estructura en esa dirección de la siguiente manera.

De las figuras 6 y 7 se observa que los marcos destinados a resistir el sismo en esa dirección son los marcos de los ejes 1 al 10. Como se puede apreciar en la planta, las columnas fueron orientadas principalmente para oponer mayor resistencia a la flexión en dirección E-W, que en la dirección N-S, exceptuando las columnas centrales del eje C, donde la situación es a la inversa. Además el ancho de las nervaduras principales es mayor en esta dirección.

Por otra parte, en los marcos de los ejes 4, 5, 6 y 7 se dispusieron muros de concreto (conocidos también como muros sísmicos, muros de cortante ó muros de rigidez) en todos los niveles y orientados de la manera mostrada, con el fin de rigidizar a la estructura en esa dirección.

Por último, para defender aún más a la estructura en esa dirección, los marcos exteriores 1 y 10 se encuentran contraventeados con diagonales de concreto dispuestas de una manera muy peculiar, lo cual se muestra en la fig. 8. Esta disposición merece un comentario más amplio al respecto que posteriormente será ofrecido.

Para resistir la acción del sismo en la dirección norte-sur (dirección X) el sistema planeado fue el siguiente.

Los marcos resistentes a la acción de un sismo en esta dirección son los correspon-

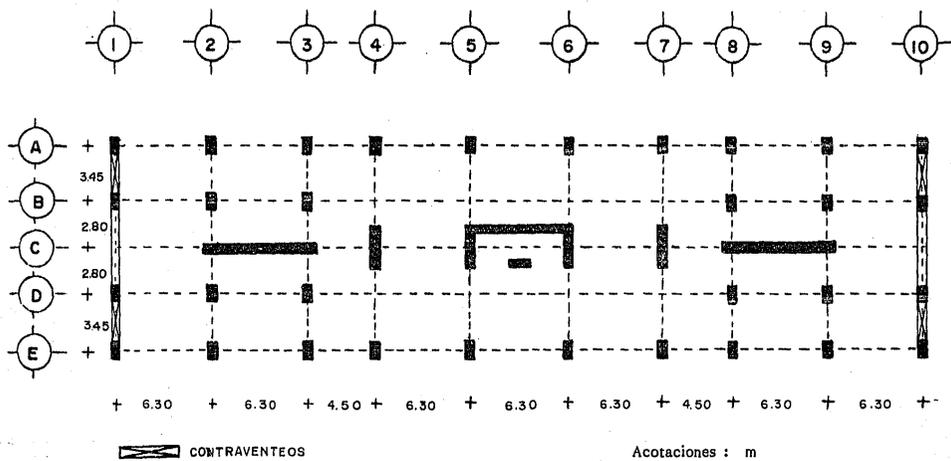


FIG 6.- Elementos Resistentes (P.B. a 5<sup>o</sup> Piso)

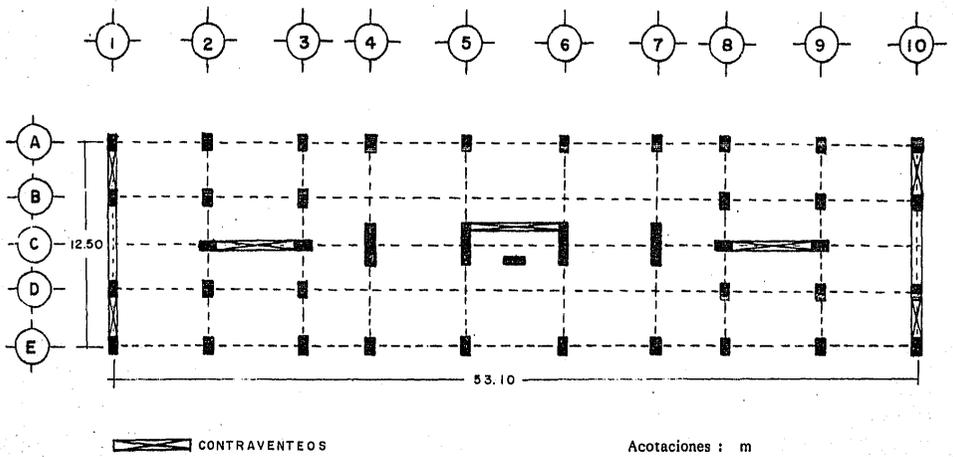


FIG 7.— Elementos Resistentes ( 6ª a Ultimo Piso )

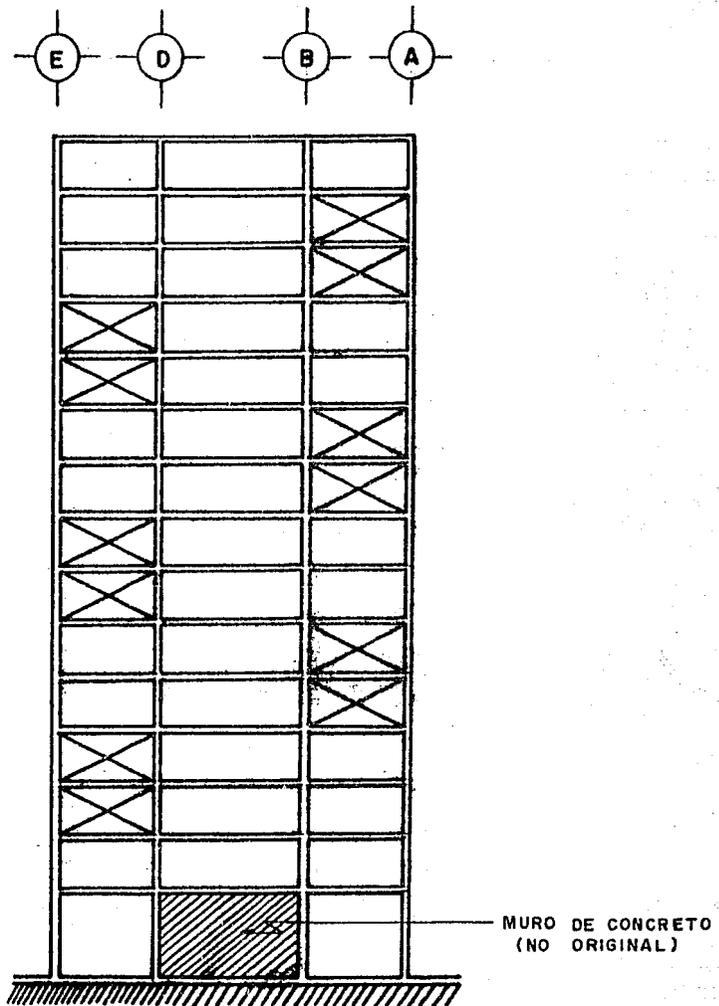


FIG 8.— Marcos Exteriores Ejes 1 y 10

dientes a los ejes A, B, C, D y E. Las columnas en general no están orientadas para resistir el sismo en esta dirección; no obstante esto, lo que se hizo fué lo siguiente:

Los marcos exteriores de fachada de los ejes A y E, cuentan con trabes de pretil con un peralte de 85 cm, las cuales incrementan la rigidez ante fuerzas laterales en estos marcos, sin embargo confinan a las columnas de tal manera que restringen su longitud efectiva de deformación lateral, produciéndose el efecto denominado como columnas cortas, el cual debe considerarse y por tanto hay que detallar adecuadamente dichas columnas para que resistan el incremento que a fuerza cortante se verán sometidas.

Asimismo, el marco central del eje C fue dispuesto para aumentar la rigidez de la estructura en esta dirección, sin embargo, su disposición, que se muestra en la fig. 9, resulta también muy interesante como para un comentario más amplio, que se tratará después.

Observando la disposición global de los elementos estructurales en planta, se nota que existe tal simetría que los centros de pseudo torsión de cada entrepiso deben de estar muy cercanos al centro geométrico de la planta.

Asimismo, atendiendo a la disposición de elementos no estructurales como muros divisorios (figs. 10 y 11), se ve que también ésta guarda gran simetría y aunado a la distribución más o menos uniforme del sistema de piso en planta, se concluye que los centros de masa de los niveles también están cercanos al centro geométrico de la planta, pero ligeramente cargado en dirección Y entre los ejes C y B.

Por tanto se concluye que los centros de torsión y los centros de cortante de la estructura se encuentran muy próximos entre sí aparentemente, y por tanto la excentricidad existente es muy pequeña, con lo cual al parecer la estructura no debe de tener problemas por torsión.

A pesar de lo acertado que resultaron en general las disposiciones en la estructuración del edificio, ésta posee algunas características muy audaces que podrían propiciar la formación de puntos de debilidad en la estructura, los cuales tal vez no fueron contemplados de esta manera. Principalmente me refiero a la estructuración hecha en los marcos de los ejes 1 y 10, el marco del eje C y los marcos

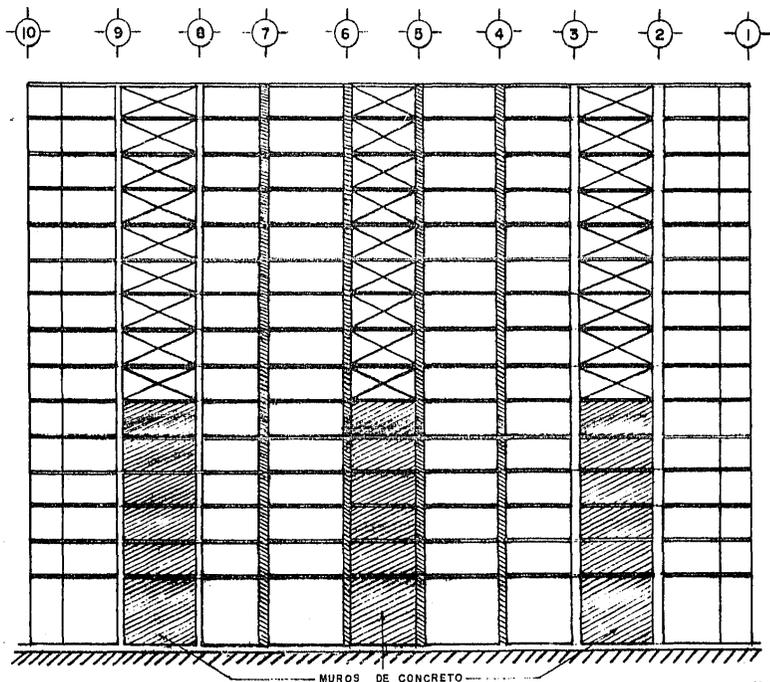


FIG. 9.- Marco Eje C

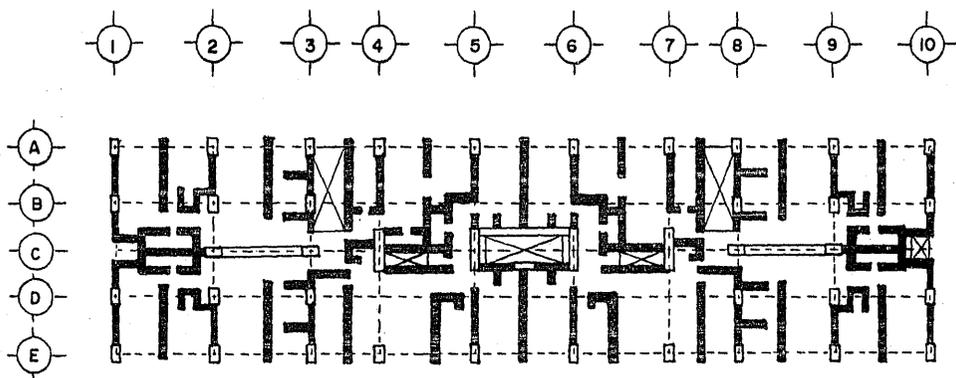


FIG 10.- Distribución de muros no estructurales en los niveles donde no hace parada el elevador.

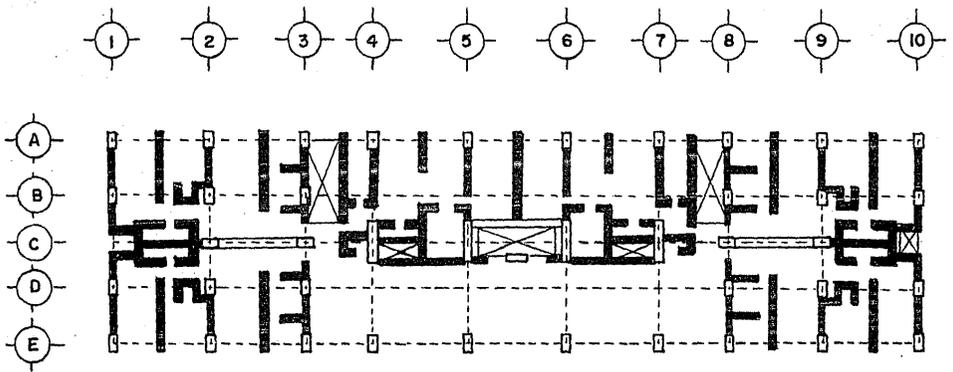


FIG II.- Distribución de muros no estructurales  
 en los niveles donde hace  
 parada el elevador (3,6,9 y 12)

exteriores de fachada de los ejes A y D.

De los marcos exteriores de fachada de los ejes A y D ya se mencionó anteriormente que al tener trabes peraltadas que confinan a las columnas, provocan el fenómeno de columnas cortas, el cual puede ser solucionado con un adecuado diseño de las columnas para resistir este efecto.

En cuanto a los marcos contraventeados de los ejes 1 y 10, nos valdremos de la figura 8 donde se presenta su disposición en elevación. La razón del contraventeo es la de contribuir a la rigidez de la estructura en dirección E-W. Su peculiar disposición en elevación, en la cual las crujeas exteriores (A-B y D-E) se encuentran contraventeadas 2 pisos sí, 2 pisos no y alternándose, como se puede ver en la figura; tiene por objeto distribuir más uniformemente las descargas verticales adicionales debidas a la presencia de tales elementos (que trabajan a compresión) en la cimentación, puesto que si se hubiera escogido contraventear en una sola crujía se tendría una seria concentración de reacciones verticales en las columnas adyacentes a la crujía; y la descarga en la cimentación en ese sitio sería mucho mayor que en las crujeas no contraventeadas, con lo que esto significa. Lo anterior burdamente se ilustra en la fig. 12.

Sin embargo, no se observó que tal disposición propiciaba un cambio local brusco de rigidez en los sitios donde terminaban los contraventeos en una crujía y saltaban a la otra, lo que podría provocar la falla local de los elementos adyacentes a este sitio, en este caso las columnas y nudos, debido a una concentración de esfuerzos; ó no se consideró que llegara a ser lo suficientemente importante como para provocar tal situación. El sismo del 19 de Septiembre daría la respuesta a esta duda.

Por último, analizaremos el caso del marco del eje C, que se muestra en la fig. 9. Se observa que en 3 crujeas cuenta con elementos destinados a aumentar la rigidez de la estructura en la dirección norte-sur y que son muros sísmicos y contraventeos de concreto, siendo su disposición en las crujeas de la siguiente manera:

De P.B. al quinto piso se encuentran los muros sísmicos y del sexto al último piso se localizan los contraventeos. Posiblemente se ideó de esta manera atendiendo a que en los niveles superiores ya no se requería de tanta rigidez para soportar la excitación sísmica calculada con las normas entonces vigentes, por lo que tal vez

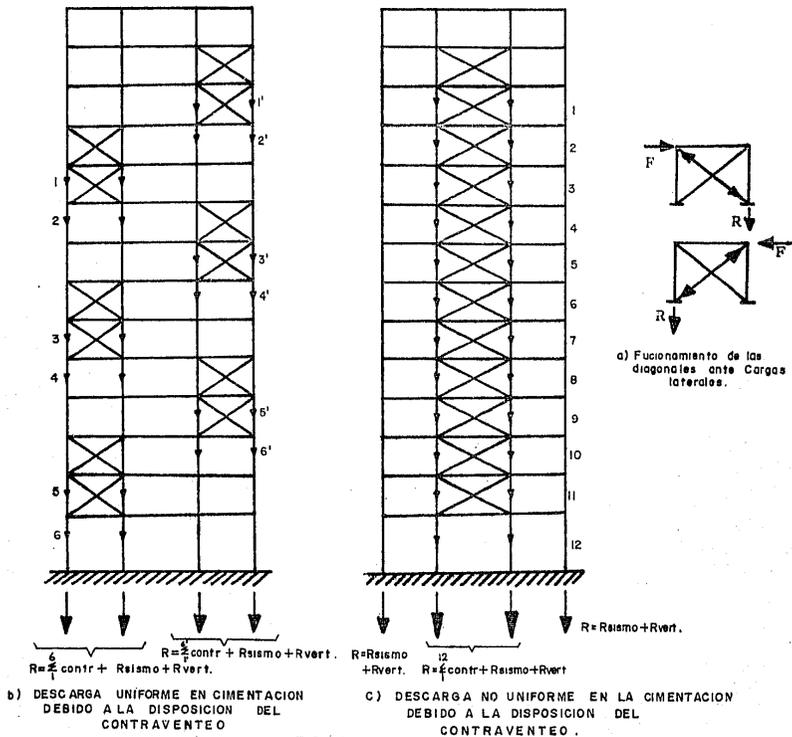


FIG 12.

no se consideró importante ó de plano se ignoró que en la transición entre muros y diagonales se tiene un cambio local brusco de rigidez y resistencia, lo que podía ocasionar serios problemas en caso de que las fuerzas sísmicas que en un momento dado pudieran actuar superaran a las consideradas para su diseño.

En cuanto a los materiales utilizados, estos tuvieron las siguientes especificaciones:

Para los elementos estructurales, se utilizó concreto ligero con peso volumétrico máximo de 1.6 ton/m<sup>3</sup> y con  $f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>. Para aligerar a la losa plana se emplearon bloques huecos de concreto con peso máximo por metro cuadrado de 60 kilogramos. Los muros divisorios son también de block hueco de concreto de las mismas especificaciones.

El acero de refuerzo principal fue de grado duro con  $f = 4000$  kg/cm<sup>2</sup>; y el acero de refuerzo utilizado para los estribos fue de grado estructural con  $f_y = 2530$  kg/cm<sup>2</sup>. Este tema es ampliamente tratado en la ref. 19.

En cuanto a la cimentación, los factores determinantes para elegir su diseño fueron el factor de seguridad contra falla del subsuelo, el hundimiento general de la cimentación, el hundimiento diferencial de la misma, el tiempo de ejecución, las consecuencias y dificultades del procedimiento constructivo, especialmente en lo concerniente a la excavación, y los efectos en construcciones próximas. De los factores mencionados el que resultó decisivo en la elección del tipo de cimentación fue el hundimiento total, aunado a consideraciones sobre las máximas profundidades a que resultaba económico y práctico excavar en las condiciones del suelo en que subyacen estas estructuras.

Así pues se eligió una cimentación de tipo mixta, es decir, una cimentación parcialmente compensada con una excavación de 4.7 m de profundidad media, complementada con pilotes de fricción hincados a 23 m de profundidad, con una capacidad de 40 toneladas cada uno. La parte compensada de la cimentación la forman cascarones cilíndricos ó bóvedas invertidas en dirección transversal, de 17 cm de espesor que se apoyan en el terreno (fig. 13). Una descripción detallada de las cimentaciones utilizadas en este conjunto urbano se ofrece en la referencia 19.

Merece un comentario especial una condición que se presentó en la construcción de uno de estos edificios, puesto que se encontraron los restos de una pirámide

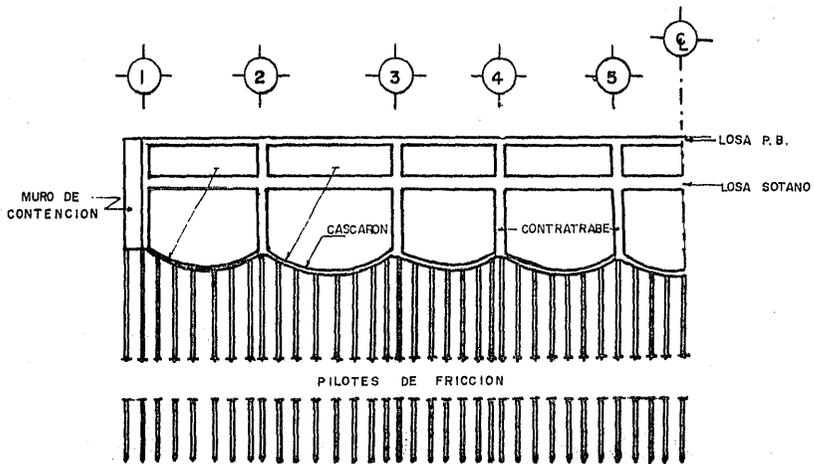


FIG 13.- Cimentación

bajo parte del sitio destinado a su ubicación. Extraídos dichos restos que ocupaban un volúmen de 13x13x7 m, se rellenó con grava cementada compactada a dar como mínimo el 90% del peso volumétrico máximo obtenido según la prueba Proctor estándar. En una parte de la cimentación se suprimieron los pilotes de fricción que en otra forma se hubieran suministrado. La decisión obedeció a que el suelo compactado, así como el que se hallaba bajo los restos del monumento, habría de sufrir una consolidación bastante menor que el suelo circundante si se le somete a presiones del mismo orden.

Se dejaron previstas las posibilidades de hincar nuevos pilotes ó lastre, según hiciera falta, en esta cimentación, ya construido el edificio.

### COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN SISMOS ANTERIORES

Del comportamiento de la estructura ante la acción de sismos anteriores al del 19 de Septiembre de 1985, sólo se pudo obtener información concreta del sismo del 6 de Julio de 1964, de intensidad VII en la escala de Mercalli-Modificada y cuya duración perceptible fue de dos minutos treinta segundos en el terreno blando del Valle de México, sitio donde están desplantadas estas estructuras (ref.20).

Durante este sismo, algunos de estos edificios sufrieron hundimientos casi uniformes de 2 a 3 cm, que con referencia a un banco profundo mostraron una evolución de sus hundimientos como se muestra en la figura 14. Se trata de un asentamiento rápido seguido de un lapso de disminución en el ritmo del hundimiento, para reanudarse después el fenómeno de asentamiento lento como si no hubiera ocurrido el temblor.

En vista de lo anterior se apreció desde ese entonces que era necesario reconsiderar los criterios utilizados para el diseño de los elementos que forman parte del sistema de cimentación, como los pilotes de fricción, así como otras medidas tendientes a corregir hundimientos diferenciales y repentinos.

En cuanto a los elementos estructurales y no estructurales, éstos no sufrieron mayores percances por la acción de estos sismos.

De lo sucedido en sismos posteriores al descrito, y en especial al del 14 de Marzo de 1979, poco se puede comentar, puesto que la información al respecto es de difícil acceso debido a la importancia social que tienen estas construcciones.

ASENTAMIENTO  
REFERIDO A UN  
BANCO PROFUNDO

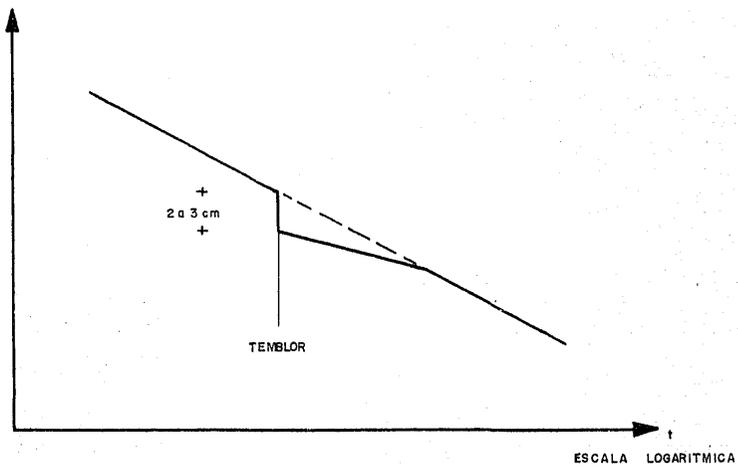


FIG 14.

Sin embargo, se sabe que fueron recimentadas en varias ocasiones, tratando con esto de resolver el problema de hundimientos que se había observado desde el sismo de 1964.

A pesar de ello, por inspección visual hecha recientemente se aprecia que los problemas de hundimientos diferenciales continuaron a pesar de las recimentaciones en la mayoría de los edificios.

En cuanto a daños en la estructura, se puede hablar bien poco, pues no se logró conseguir información al respecto. De la inspección visual que les realicé a estas estructuras sólo pude apreciar que existieron en sismos anteriores algunos daños en los muros divisorios de block aligerado, principalmente en los marcos exteriores de los ejes 1 y 10. Los muros se encontraban agrietados diagonalmente en un espesor considerable, y fueron reparados aplicándoles morteros de cemento-arena, posiblemente en combinación con aditivos expansores que minimizan la contracción.

Quizás pudieron haberse tenido algunos daños estructurales, pero al parecer si existieron estos fueron muy ligeros, ya que en el edificio más dañado que se inspeccionó no se apreció aparentemente ningún tipo de reparación en las columnas que se encontraban desnudas. Cabe señalar que no se puede concluir nada al respecto porque las columnas y los elementos estructurales poseían recubrimientos de gran espesor que impedían rastrear eficientemente algún tipo de reparación ó de daño anterior.

Lo que llama particularmente la atención es que en los marcos de los ejes 1 y 10 mostrados en la figura 8, existe un muro de concreto en la crujía central de P.B. que no formaba parte de la estructura original. Al parecer pudo ser construído como una alternativa de reforzamiento de la estructura en base a daños sufridos en sismos precedentes, sin embargo, tal medida resulta en mi opinión inefectiva puesto que induce a cambios locales bruscos de rigidez en esa crujía, y aunada a la configuración general de estos marcos, ya discutida, pues es obvio que los problemas en tales marcos se acentúan.

Además en dos edificios existen muros de relleno ó paneles de concreto en la crujía central (5-6) de los marcos de fachada A y E en los niveles 3, 6, 9 y 12, que seguramente fueron construídos con el mismo fin y fomentan el mismo problema que el caso anterior, sin embargo, en el sismo del 19 de Septiembre de 1985, estos dos edificios no resultaron ser de los más dañados.

## DAÑOS SUFRIDOS POR LA ESTRUCTURA EN EL SISMO DEL

19 DE SEPTIEMBRE DE 1985

Debido a que son diez las estructuras de este tipo, los daños sufridos por las mismas y su magnitud variaron entre sí, atendiendo a una serie de factores difíciles de precisar.

Por ejemplo una de estas estructuras resultó ser uno de los colapsos más conocidos y comentados en la ciudad, donde se perdieron un número considerable de vidas humanas. De los tres cuerpos que formaban a la estructura tipo (norte, central y sur), dos sucumbieron (norte y central) por completo y sólo uno de ellos quedó en pie (sur), aunque muy dañado, por lo cual era inminente y necesaria su demolición, la que se realizó recientemente.

En cuanto a la causa principal del colapso, la opinión más generalizada es que se debió a una falla en la cimentación de las estructura. Se supone también que el primer cuerpo en fallar fue el norte y que éste dañó en tal medida al cuerpo central que irremediamente lo indujo a su desplome. Al parecer estos edificios resultaron ser los únicos en que no se realizó la última recimentación efectuada, porque se consideró que eran los únicos que no la necesitaban.

Pero el colapso de la estructura no se debe atribuir totalmente a la cimentación, puesto que como se ha dicho anteriormente, la estructuración tenía algunas características que la hacían incidir en debilidades. El único cuerpo que quedó en pie, el sur, nos ha dado una idea de lo que posiblemente sucedió con la estructura en esos momentos. A continuación presento una hipótesis al respecto:

Como ya se ha expresado, la estructura geoméricamente presentaba una mayor debilidad ante la acción de un sismo en dirección este-oeste, lo que se trató de proteger de la manera señalada al abordar este tema. El sismo del 19 de Septiembre tuvo la característica de ser particularmente intenso, sobre todo en esa dirección, que resultó ser aproximadamente 70% mayor que en la dirección norte-sur.

Los marcos en esa dirección resultaban ser bastante esbeltos, por lo que los momentos de volteo en la cimentación debieron ser considerables, lo cual explica su falla. Además las columnas en esos marcos (principalmente las de los ejes 2,3, 8 y 9) seguramente se vieron sometidas a demandas de deformación substanciales

que en un momento dado pudieron propiciar que efectos de segundo orden, como el efecto  $P-\delta$ , fueran importantes.

Asimismo, los marcos de los ejes 1 y 10 al verse sometidos a fuerzas superiores a las de su diseño aunadas a la singular distribución de su contraventeo, sufrieron concentraciones de esfuerzos locales debido al cambio brusco de rigidez en los elementos no contraventeados del marco, que al no estar detallados dúctilmente para tal situación, fallaron.

Esto último se apreció ostensiblemente en el cuerpo sur que quedó en pie, en el marco del eje 10 y sobre todo en la columna de fachada del sexto piso, aunque los daños en el marco abarcan un número mayor de niveles, lo que se puede observar claramente en las fotograffas que se presentan al final del capítulo.

También en dicho marco se apreció la falla de una columna y de la trabe adyacente superior al muro de concreto localizado en la cruja intermedia de la P.B., que como ya se hizo notar no formaba parte del plan original.

De la misma manera, cabe señalar que en el colapso de la estructura también contribuyó la estructuración dispuesta en la otra dirección, es decir, en la dirección norte-sur. Por ejemplo, al estar el marco del eje C dispuesto de la manera indicada en la figura 9, propició un cambio brusco de rigidez no únicamente local en ese marco, sino también en el entrepiso.

Además los marcos de los ejes de fachada A y E, debido a sus características, eran propensos a sufrir el fenómeno de columnas cortas, el cual se presentó. En el cuerpo sur que quedó en pie una gran cantidad de las columnas de la fachada principal en el sexto piso colapsaron de esa manera, así como este fenómeno se presentó en algunas columnas de otros pisos.

En síntesis, los daños que se observó sufrió el cuerpo sur del edificio colapsado fueron:

Grietas diagonales debidas a cortante en los muros de concreto del marco del eje C, las que en realidad no parecen haber sido muy graves.

Colapso de columnas de fachada debido al efecto de columnas cortas, esto sucedió porque seguramente no contaban con el refuerzo transversal necesario para resistirlo. Se presentó preponderantemente en los niveles superiores y muy particularmente en el sexto piso.

Daños en columnas interiores en su extremo superior por efecto de fuerza cortante, ocasionada por el confinamiento que existía con muros no estructurales.

Fallas de tipo frágil por cortante en algunas columnas y trabes en los marcos exteriores de los ejes 1 y 10 debidos a los cambios bruscos de rigidez propiciados por la distribución de las diagonales.

El colapso de las columnas de fachada del sexto piso originó que en los niveles superiores la losa reticular sufriera agrietamientos paralelos al eje de columnas dañado. Lógicamente, en esta zona se siente el desplome existente producto de dicha falla.

Destrucción parcial y agrietamiento diagonales de considerable magnitud en muros no estructurales hechos a base de block ligero de concreto. Esto se debió principalmente a que los muros no se encontraban desligados de la estructura. Asimismo existieron agrietamientos debidos al efecto de fuerza cortante en los muros de los cubos de escalera.

Algunos de estos edificios los daños fueron esencialmente los mismos, pero en menor cantidad y de menor intensidad. Sin embargo cabe señalar que en ningún otro edificio se encuentran falladas las columnas de fachada por el efecto de columna corta, ni existen daños estructurales en los marcos contraventeados. Si hay en cambio agrietamientos ligeros por cortante en muros de concreto y columnas pero aparentemente no son de gran trascendencia.

Los daños en muros no estructurales se presentaron en todos los edificios en diferentes proporciones como una consecuencia de no encontrarse correctamente desligados, no obstante este hecho en vez de resultar perjudicial puede decirse que resultó benéfico, puesto que una gran cantidad de la energía poseída por el movimiento fue disipada en tales muros, los cuales se encontraban distribuidos simétricamente, con lo que ayudaron a estas estructuras a evitar el colapso.

Al parecer las recimentaciones realizadas a las estructuras en general fueron acertadas, ya que en ningún otro edificio se presentaron las características que originaron el colapso del anteriormente citado. A pesar de ello existe una estructura, la cual se piensa demoler, donde se aprecian hundimientos diferenciales de consideración.

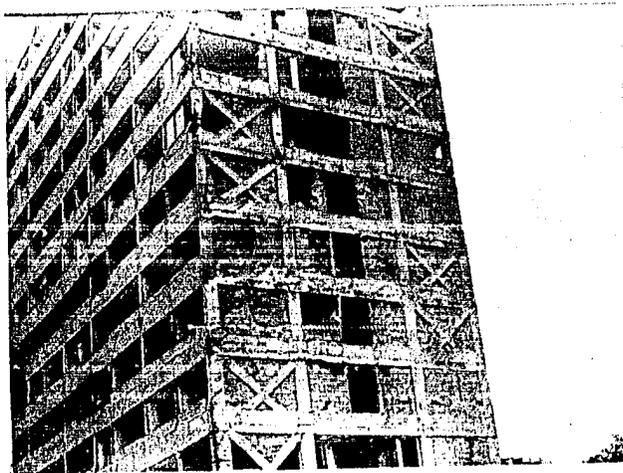
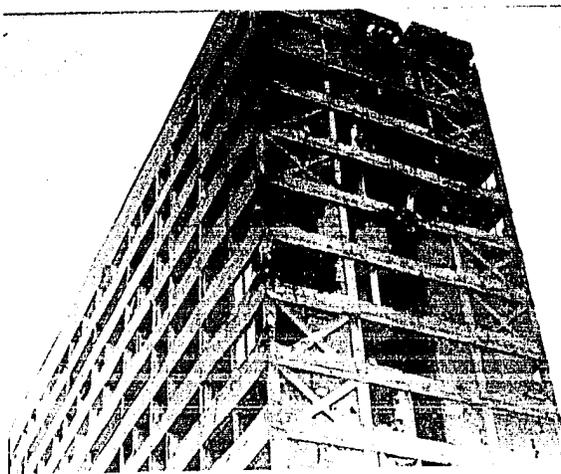
Es interesante mencionar que aunque algunas de las estructuras dan la impresión de no estar seriamente dañadas, no deja de ser sólo eso, una impresión. A estas estructuras se les realizaron pruebas de vibración forzada para determinar sus periodos fundamentales de vibración. El periodo para el primer modo fue de 1.6 segundos en la mayoría de ellas, sin embargo hubo un edificio en que el periodo medido fue de 6 segundos, lo que indica claramente el grado de deterioro de dicha estructura, la cual debe de poseer un gran número de articulaciones plásticas que pudieron haberse formado a consecuencia del sismo.

También se han realizado estudios acerca del estado en que se encuentra el concreto en los elementos estructurales, principalmente en columnas. Para ello se han empleado indistintamente pruebas tales como el esclerómetro, ultrasonido, V meter, R meter, así como la extracción de corazones. Estas pruebas estuvieron coordinadas por SEDUE y los resultados de las mismas actualmente se están manejando internamente, por lo que no se puede ampliar más este comentario.

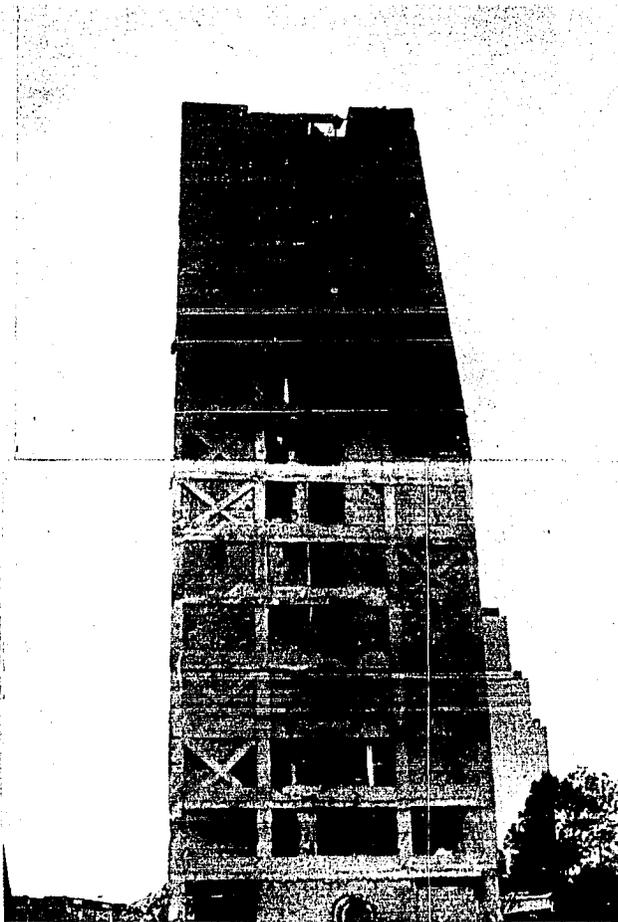
Para finalizar el capítulo, se presentan a continuación una serie de fotografías que muestran distintos ángulos de estas edificaciones y sus daños.



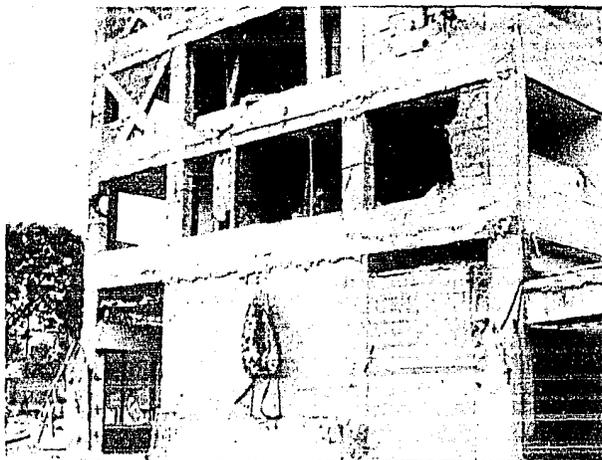
Foto 1.- Aspecto fachada principal-marco exterior contraventeado cuerpo sur edificio colapsado.



Fots 2.- Aspecto fachada principal-marco exterior contraventeado cuerpo sur, nótese la cantidad de muros de colindancia destrufdos.



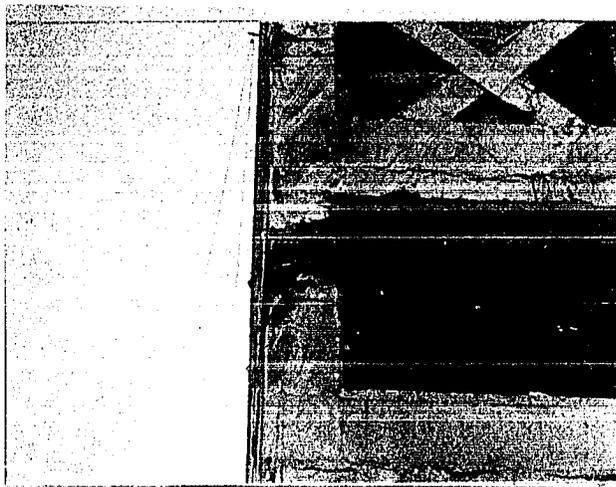
Fots 3.- Marco exterior de colindancia eje 10; cuerpo sur.  
Nótese que el contraventeo alternado ocasionó la  
falla de algunos elementos adyacentes a ellos, -  
sobre todo columnas.



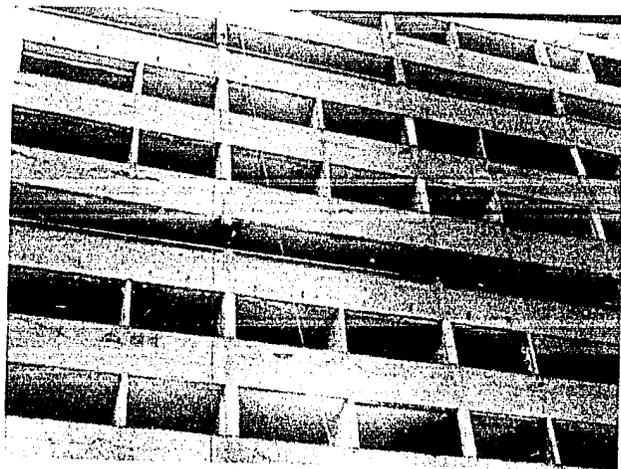
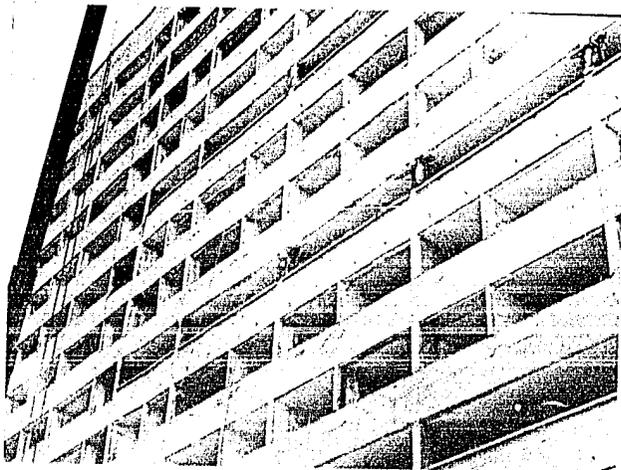
Fot 4.- Muro de concreto localizado en la crujía central del marco del eje 10 y que no formaba parte de la estructura original. Obsérvese el daño en la columna adyacente superior, así como en la columna de esquina, esta última a consecuencia del contraventeo.



Fot 5.- Detalle, columna con falla frágil debida a la presencia del muro de concreto.



Fot 6.- Colapso de columna exterior provocada por la presencia del contravento.



Fots. 7.- Colapso de columnas de fachada del sexto piso debido a que se presentó el fenómeno de columnas cortas.

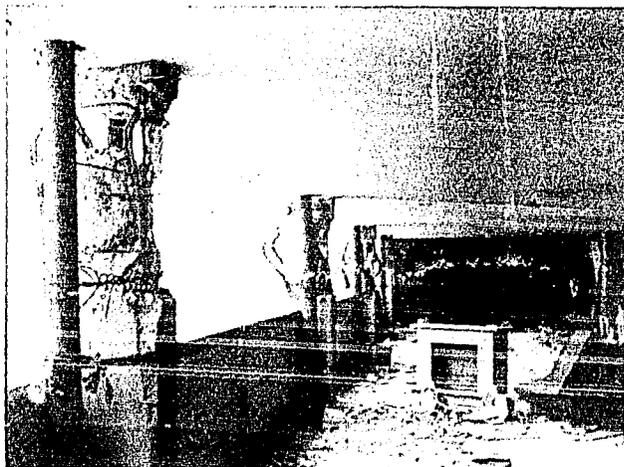
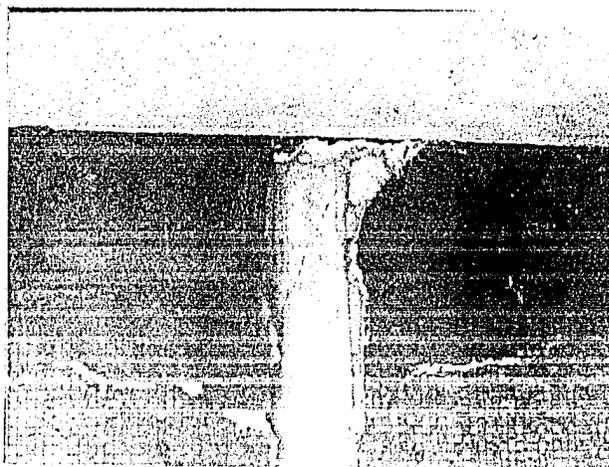


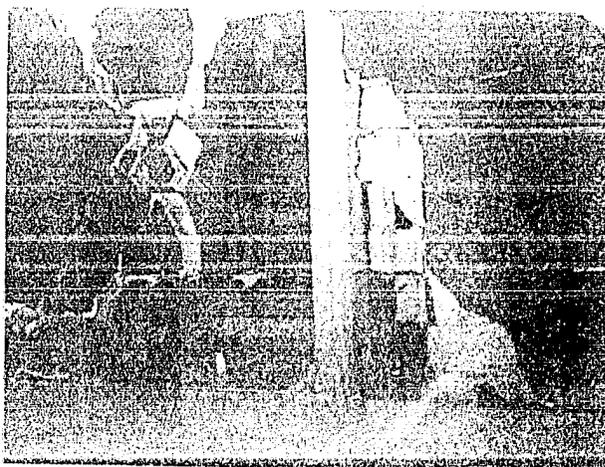
Foto 8.- Presencia del efecto de columnas cortas sexto piso. Obsérvense las huellas que presentan los pretilos de fachada debidas a su acción confinante.



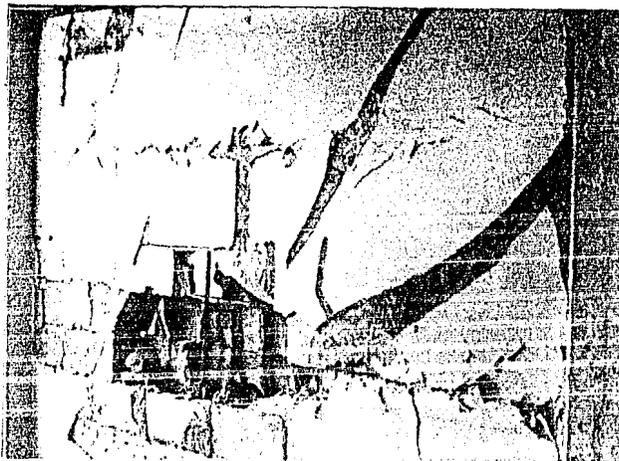
Foto 9.- Detalle del colapso de una columna debida al efecto de columna corta.



Fot 10.- Agrietamiento diagonal en columna interior consecuencia del incremento que a fuerza cortante se vieron sometidas, debido al confinamiento ejercido por muros divisorios no desligados.



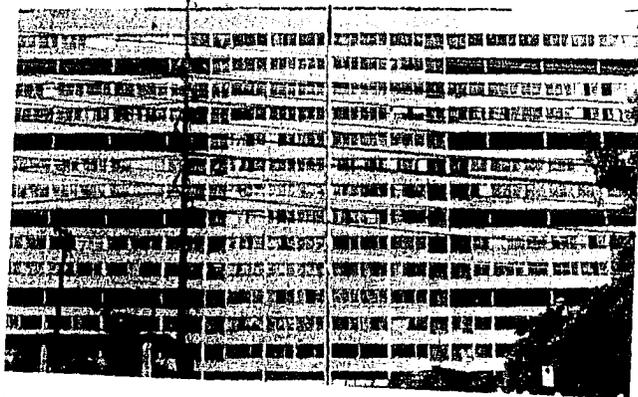
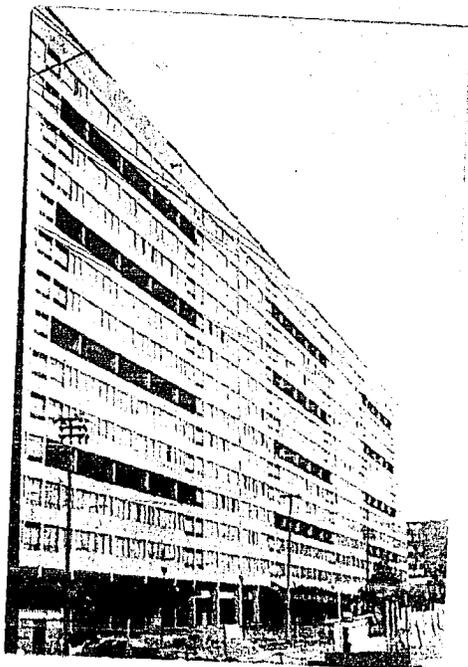
Fot.11- Destrucción parcial de muros divisorios



Fot 12.- Destrucción, parcial muro de colindancia. Asimismo se observa que dicho muro había experimentado una reparación a base de mortero de cemento-arena como consecuencia del daño sufrido en algún sismo anterior.



Fot 13.- Desplome del noveno piso consecuencia del colapso de las columnas del sexto piso



Fots 14.- Aspecto general de la edificación tipo. Obsérvense los hundimientos diferenciales existentes; así como el deslize entre los cuerpos.

**CAPITULO III**

**FORMULACION DE DIVERSAS**

**ALTERNATIVAS**

**PARA SU**

**RESTRUCTURACION**

Cuando un ingeniero se enfrenta ante la situación de qué debe de hacerse con una estructura dañada, tiene a priori dos opciones: demolerla ó rehabilitarla. Esta decisión será tomada en base a los análisis realizados fruto de las inspecciones detalladas hechas a la estructura cuyo fin fue el de poder determinar el estado en que se encontraba en esos momentos.

Si se decidió no demoler, habrá ahora que elegir cuál de las siguientes alternativas de rehabilitación será la adecuada:

- a) Restauración ó Reparación de la Estructura
- b) Refuerzo de la Estructura
- c) Reestructuración de la Estructura

Para ello debemos de saber discernir entre estas tres alternativas:

a) Restauración de una Estructura se refiere a la recuperación de su capacidad sísmo-resistente original, es decir, se repara a la estructura para recuperar su resistencia y rigidez original. Generalmente se trata de conseguirlo mediante la reparación local de los miembros dañados, principalmente removiendo el material deteriorado y sustituyéndolo con materiales de igual ó mayor calidad, sin embargo se ha observado que difícilmente se logra, quedando la estructura susceptible de presentar daños similares ante la acción de un sismo de similares características. A pesar de ello, la utilización de resinas epóxicas para este fin ha dado muy buenos resultados (refs.21, 22, 25, 29, 30, 36).

b) Refuerzo de una estructura se refiere más bien al incremento de la resistencia y ductilidad original de los elementos dañados, que por añadidura también incrementa la rigidez original de la estructura. Tal vez el ejemplo más claro de esta alternativa sea el procedimiento de aumentar el espesor (ó secciones transversales) de los muros de concreto y/o de vigas con el fin de incrementar su capacidad a fuerza cortante (aunque al mismo tiempo se incrementa ligeramente su rigidez); asimismo la colocación de acero de refuerzo adicional (transversal y/o longitudinal) para mejorar su comportamiento.

c) Reestructurar una construcción es esencialmente incrementar notablemente su capacidad sísmo-resistente original, por medio de una serie de modificaciones y mejoras a la estructuración poseída. La forma de corregir la estructuración es principalmente mediante la inclusión de nuevos elementos que aumenten y balanceen rigidez y resistencia.

En el caso aquí expuesto se decidió en base a una serie de factores (sobre todo de índole político y social) rehabilitar a la estructura para lo cual era necesario realizarle una restructuración dado el estado de deterioro que en general presentaba. En las referencias 14, 21, y 38 se ofrecen recomendaciones y criterios que pueden utilizarse en la elaboración de las alternativas de restructuración, conforme a un proceso de evaluación que debe ejecutarse y que se ofrece en las referencias 7, 8, 21 y 22.

Toda vez que se decidió realizar una restructuración, es muy importante tomar en cuenta la compatibilidad que debe de existir entre la rigidez de la estructura original y la de los nuevos elementos. De ello depende la filosofía a seguir en cuanto al análisis y diseño de la nueva estructura.

Si por ejemplo ambas son del mismo orden de magnitud, como sería el caso de restructurar a una estructura a base de marcos añadiendo nuevos marcos; se puede considerar un trabajo de conjunto. Se puede considerar en este caso que los nuevos marcos absorben una mayor cantidad de las cargas laterales atendiendo a que aunque los marcos dañados se restauren de la mejor manera posible, difícilmente recuperarán sus condiciones originales. Lo anterior se debe considerar en el análisis ya sea asignando a los marcos dañados una rigidez menor a la original, en base al grado de restauración esperado, ó utilizando un modelo matemático más sofisticado que tome en cuenta las regiones dañadas en el análisis, puesto que en realidad la rigidez en estos casos varía gradualmente y no de una manera constante, como generalmente se supone (ref.23).

Pero por si el contrario, existe una gran diferencia entre ambas, es decir, que los nuevos elementos son más rígidos que los originales, como sería el caso de incluir muros de cortante en una estructura de marcos (como sucede en este trabajo) es más conveniente diseñar los nuevos elementos para tomar toda la carga lateral, es decir, la filosofía en este caso es que los nuevos elementos sean diseñados como si la estructura original no trabajara, y por ello puedan soportar por sí mismos todas las acciones. Sin embargo, debe posteriormente revisarse que al trabajar en conjunto con la estructura original, se haga en forma eficaz y no fomenten la formación de nuevas líneas de debilidad en el sistema. Esto se logra generalmente observando las recomendaciones que sobre estructuración se listaron en el capítulo II.

Es particularmente importante que el diseño de las conexiones entre los nuevos elementos y la estructura garantice la continuidad, así como resulta indispensable revisar la transmisión a la cimentación de las cargas que actúan en los nuevos elementos, ya que puede llevar a la necesidad de modificarla, ó bien construir una cimentación especial para ello.

#### SISTEMAS MAS FRECUENTEMENTE UTILIZADOS PARA RESTRUCTURACION

Existen distintos sistemas que han sido utilizados en todo el mundo con el fin de corregir conceptos erróneos de estructuración y de balancear la rigidez y resistencia en una estructura ( refs. 21 a 53 ). Entre los más comunes se encuentran:

- a) Muros de cortante ó rigidez
  - b) Muros prefabricados de concreto
  - c) Muros de relleno
  - d) Marcos adicionales de concreto
  - e) Muros de mampostería
  - f) Contraventeos de concreto
  - g) Contraventeos de acero (diagonales y/o brazos)
  - h) Marcos y armaduras adicionales de acero
  - i) Vigas peraltadas en fachadas
  - j) Reducción de niveles
  - k) Rigidización de marcos originales
  - l) Contrafuertes
- 
- a) Muros de cortante ó rigidez

Esta solución es de las más eficaces para reducir las excentricidades poseídas por una estructura y para aumentar su capacidad sismo-resistente.

Su ubicación dependerá de cada caso en particular, aunque resulta en general más fácil su construcción en la periferia que en el interior de la estructura. Cuando se tiene el primer caso la conexión con la estructura original se puede efectuar mediante estribos anclados en el sistema de piso, ó bien a través del colado de una losa adicional de unión (fig.15), mientras que en el segundo la conexión con las losas se efectúa a través de orificios en ellas que permitan el paso del refuerzo longitudinal de los extremos del muro y parte del refuerzo intermedio, asimismo facilitan la operación del colado (fig. 16).

Es una alternativa recomendable para rehabilitar edificios hasta de altura intermedia

(hasta 16-20 pisos) y poco esbeltos; ya que en edificios altos la existencia de muros de concreto propicia el fenómeno de cortante negativo, en el cual los muros de los niveles superiores en vez de contribuir a que los marcos tomen una porción menor del cortante sísmico, se la incrementan al trabajar ahora a la inversa (fig. 17), y en las estructuras esbeltas su presencia propicia que la cimentación se ve sometida a grandes momentos de volteo y a fuertes descargas, con las consecuencias que esto acarrea.

Además, se debe de estudiar profusamente su utilización en estructuras que fueron dañadas por una aplicación dinámica de su respuesta debido al fenómeno de resonancia con el terreno, ya que aunque es cierto que por una parte se está aumentando notablemente la rigidez, es también cierto que se incrementa la masa, y como sabemos, el período fundamental de vibración de una estructura es función de ambos parámetros ( $T=2\pi\sqrt{m/k}$ ), así es que debe evaluarse con certeza cuanto se modifica el período natural de vibración de la estructura con la utilización de este sistema, y en base a ello determinar su utilización ó no.

La efectividad de este sistema mucho depende del correcto funcionamiento de los mecanismos de anclaje entre muros y estructura (generalmente marco y muro) para garantizar que se trabaje en conjunto, como se supone. Numerosas investigaciones se han hecho al respecto (refs. 21,24,25,28,37,47,51) y se ha visto que aún con el mejor sistema de anclaje, el conjunto marco-muro no alcanza más que el 80% de la resistencia que posee esa misma disposición pero colada monolíticamente. También se han hecho interesantes observaciones acerca del incremento de la fuerza cortante actuante en el muro debido al confinamiento de la viga del marco, así como el incremento de la fuerza cortante actuante en los extremos de las columnas adyacentes al muro. Del análisis de estos estudios se desprende que los principales aspectos que deben considerarse para asegurar que un muro adicionado a un marco trabaje en conjunto con él son:

- \* El mecanismo de anclaje entre el marco y el muro debe tener suficiente resistencia y capacidad de deformación.

- \* Los extremos de las columnas del marco se reforzarán transversalmente para aumentar su resistencia a cortante.

- \* El muro tendrá las dimensiones y refuerzo necesarios para soportar las fuerzas cortantes.

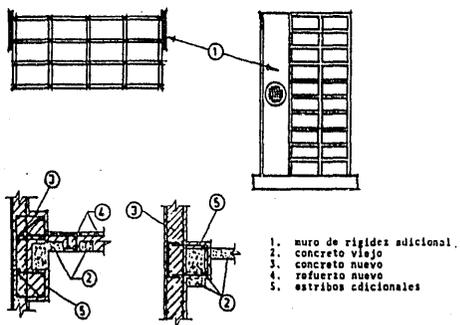


Fig. 15 Muros de rigidez periféricos

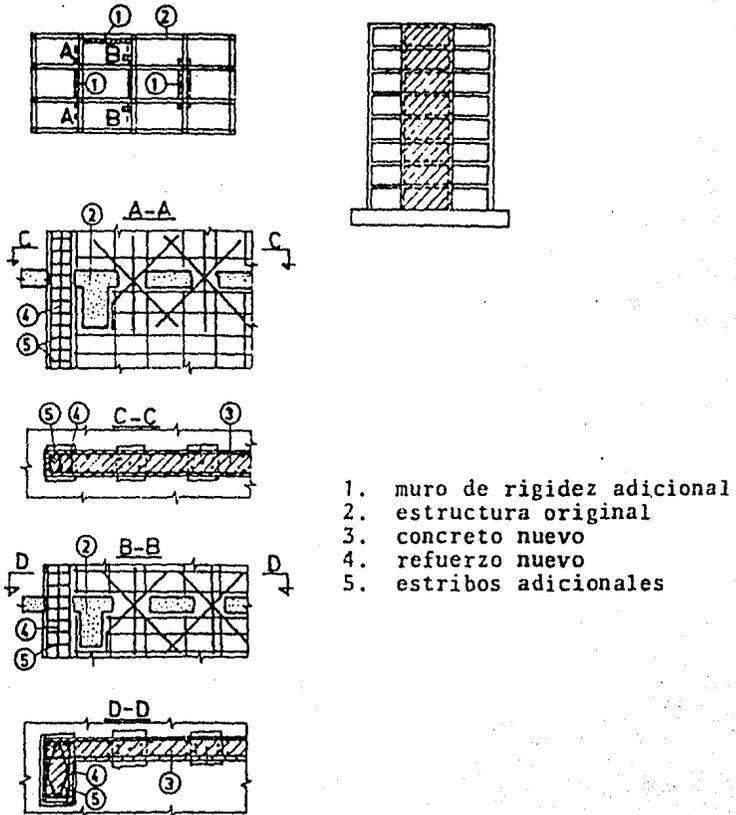
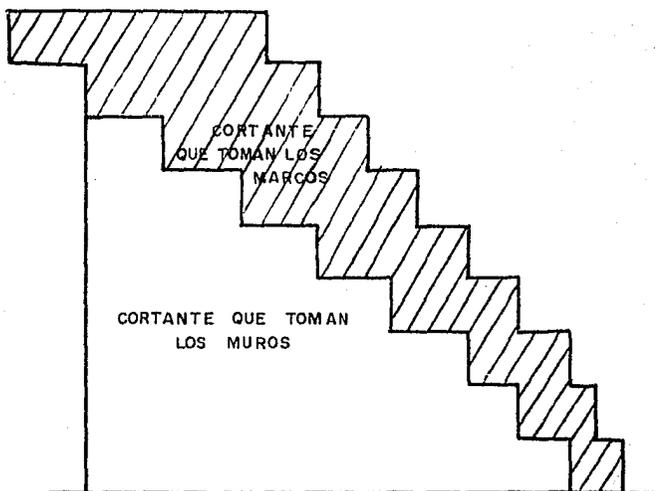


Fig. 16 Muros de rigidez interiores



**FIG 17.- Distribución de la absorción de fuerzas cortantes en estructuras a base de muros y marcos de concreto reforzado**

### b) Muros prefabricados de concreto

Esta solución es en principio muy similar a la anterior y ha sido objeto de numerosas investigaciones para determinar su comportamiento y se ha empezado a utilizar con cierta frecuencia principalmente en los Estados Unidos y sobre todo en el Japón (refs.25,26,27,28,33,35,40). Con respecto a la alternativa anterior se observa que en este caso no sólo se mejora la capacidad sismo resistente de la estructura, sino también la ductilidad del conjunto, aunque la rigidez es en general menor. Además se tiene la ventaja de una posible disponibilidad de espacios abiertos y al ser paneles se pueden conectar y distribuir de la manera deseada. Generalmente se acostumbra distribuirlos por pares a los extremos de los marcos (fig. 18).

Con respecto a los pánels, en varias investigaciones se ha observado que cuando el número de paneles fue de dos, la falla del conjunto se alcanzó por compresión en sus esquinas, pero para un mayor número de pánels se tuvieron fallas por tensión diagonal; además se vió que el número de pánels que se utilizan para reforzar al marco tienen poca influencia en la rigidez inicial, no obstante eso, se disipa más energía cuando se conectan en forma continua todos los pánels con el marco. La rigidez del marco reparado con este sistema es del orden del 50% de un modelo monolítico. El principal problema de este sistema son los dispositivos de anclaje y conexión; en general se conectan entre sí y con el marco perimetral mediante taquetes y placas soldadas. Un estudio sobre los tipos de conexiones más frecuentemente utilizadas en este sistema se ofrece en la referencia 28, cuyas características se presentan en la fig. 19. También es una limitante el que se trate de elementos estandarizados, sobre todo si se quisiera utilizar este sistema en nuestro país.

Se aconseja seguir las mismas recomendaciones para asegurar el trabajo de conjunto entre marcos y pánels que las hechas para el caso anterior.

### c) Muros de relleno

Los muros de relleno son muros de concreto reforzado ó de mampostería, ubicados en los ejes de columnas de una estructura. Estos se comportan como un diafragma que introduce grandes fuerzas cortantes en las columnas y en las vigas, lo que generalmente hace necesario el refuerzo de estos elementos. Una variación de este sistema que no impide el paso por la cruja, lo constituye el uso de muros a

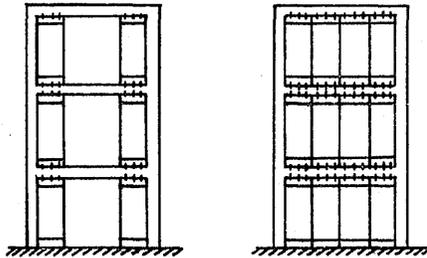


FIG 18.- Distribuciones usuales de paneles prefabricados



ambos lados de un solo eje de columnas (refs. 21 y 22). En este caso debe tenerse especial cuidado de revisar el efecto sobre las vigas que ven reducido su claro significativamente.

Este sistema se utiliza principalmente con muros de mampostería reforzada, y con el fin de aumentar la rigidez de la estructura. Tal alternativa ha dado buenos resultados, según investigaciones recientemente realizadas (ref.58).

d) Marcos adicionales de concreto.

Es una alternativa muy recomendable para casos en que las necesidades de circulación e iluminación limiten la utilización de muros de cortante. Se puede decir que aunque comparativamente con otros métodos no incrementa de manera considerable la rigidez del sistema, en cambio se tiene una mayor ductilidad y una adecuada resistencia.

El análisis de una restructuración de este tipo se debe realizar como anteriormente se ha descrito. Las alternativas de conexión con la estructura existente son muy similares a las de los muros de cortante interiores, ya mencionadas. Debe vigilarse que la inclusión de dichos marcos no fomente que otros ya existentes se vuelvan muy vulnerables ante la acción de algún sismo.

e) Muros de mampostería.

Este sistema es utilizado en edificaciones construídas a base de mampostería y cuya restructuración más conveniente es a base de añadir nuevos muros con el fin de mejorar su comportamiento y reducir las posibles excentricidades existentes. Se recomienda para ello una distribución simétrica de muros tanto en planta como en elevación. La conexión entre los muros nuevos con los viejos puede efectuarse mediante el colado de nuevos castillos ó bien con conectores de concreto reforzado. Debe revisarse el refuerzo del muro si éste es de mampostería hueca, ó su confinamiento con dadas y castillos si es de piezas macizas.

f) Contraventeos de concreto.

Son utilizados con el fin de incrementar la rigidez de la estructura, pero a cambio reducen la ductilidad global del sistema. Generalmente se trata de un par de diagonales ó crucetas, conectadas a los nudos de los marcos. Este sistema ha

caído en desuso debido a que hoy en día se han desarrollado sistemas más eficaces para tal motivo; además de que se requiere de un detallado muy preciso en la conexión diagonal-nudo del marco para obtener un comportamiento de tipo dúctil en el conjunto, lo que es difícil de lograr.

g) Contraventeos de acero.

Este sistema es utilizado con gran éxito para rigidizar a las estructuras, y es muy recomendable emplearlo cuando se tiene una resistencia adecuada por parte de las columnas y de las vigas de la estructura original, sobre todo por cortante.

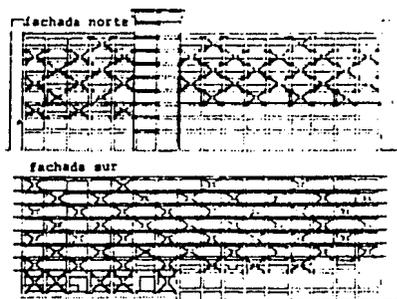
En la práctica se han utilizado básicamente dos tipos de contraventeo metálicos para este fin:

1.- Diagonales ó crucetas metálicas.- Este sistema ha sido empleado en general con buenos resultados en todo el mundo y en México (ref.50). Tiene la ventaja de poder incrementar substancialmente la rigidez de una estructura sin incrementar de manera significativa la masa de la misma, por lo cual se puede reducir notablemente el período fundamental de vibración de una estructura, lo que le resulta muy benéfico, sobre todo si se ha tenido problemas de resonancia. A cambio, esta disposición reduce la ductilidad global del sistema, con las consecuencias que en su diseño esto significa. Además, y tal vez el principal problema de esta alternativa es que su conexión con la estructura original es particularmente difícil, sobre todo para lograr una adecuada adherencia con el concreto viejo.

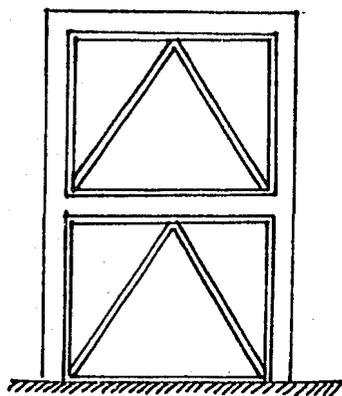
2.- Brazos de Acero (Steel Brace).- Esta es sin duda la mejor opción de las dos y se ha empleado con muy buenos resultados (ref.49). No solamente posee las mismas ventajas que las diagonales, sino que en este caso también se tiene una mayor resistencia y ductilidad en comparación con otros sistemas, como por ejemplo los muros de cortante.

Tiene eso sí, la mismísima desventaja de una conexión considerablemente difícil con los miembros de concreto de la estructura original.

Ambas modalidades se ilustran en la figura 20. Cabe señalar que recientemente se ha visto que es más adecuada una conexión excéntrica de estos elementos con la estructura, puesto que permiten aumentar su amortiguamiento y su ductilidad.



Estructura rigidizada mediante contra-  
venteo diagonal metálico



Contraenteo a base de brazos de acero

Fig. 20.- Contraenteos metálicos

#### h) Marcos y Armaduras Adicionales de Acero.

Al igual que los marcos de concreto se emplean principalmente cuando las necesidades de iluminación y circulación así lo dispongan. Tienen la característica de incrementar considerablemente la ductilidad del conjunto, así como poseer una gran resistencia. Se debe analizar en conjunto con la estructura original, pero tomando en cuenta los criterios de compatibilidad existentes entre concreto y acero. Su anclaje con la estructura original se puede realizar mediante elementos metálicos ahogados en perforaciones hechas previamente en las losas.

#### i) Vigas peraltadas en fachadas.

Este sistema se ha puesto de moda recientemente para rigidizar a las estructuras. Sin embargo su utilización propicia que las columnas perimetrales ó de fachada se vean afectadas en su longitud efectiva de pandeo y puedan verse sometidas al fenómeno de columnas cortas. Si se toma en cuenta esta problemática y se refuerzan adecuadamente las columnas afectadas, el sistema puede dar buenos resultados.

#### j) Reducción de niveles.

Esta alternativa es utilizada generalmente cuando el grado de deterioro de los niveles superiores es tal que no vale la pena intentar reforzarlos, ó cuando aunque no sea éste el caso, se determina que es más conveniente reducirle peso y altura a la estructura con el fin de evitar a toda costa propiedades dinámicas riesgosas debido a la ubicación del inmueble y a las características dinámicas del terreno donde se encuentra desplantada; que arriesgarse a utilizar alguno de los métodos anteriormente descritos; ó atendiendo a razones de otra índole (psicológicas, sociales, políticas, económicas, etc.).

En este caso lo que se hace es un análisis del comportamiento de la nueva estructura "achaparrada" y en base a ello se determinan los procedimientos de restauración y/o reforzamiento de los elementos resistentes existentes, así como en su caso ver la posibilidad de añadir elementos adicionales para mejorar el comportamiento de la estructura.

#### k) Rigidización de marcos originales.

Este procedimiento ha sido bastante utilizado y consiste en aumentar substancial-

mente las secciones de los elementos dañados durante un sismo, generalmente las columnas, formando marcos más rígidos que los originales. A veces se rigidizan todos los marcos de la estructura, y en ocasiones sólo algunos; en este último caso se ha observado que las estructuras rehabilitadas de esta manera tienden a sufrir daños en los marcos no modificados. Los métodos y procedimientos de refuerzo y anclaje para esta solución se describen en la referencia 22.

#### 1) Contrafuertes.

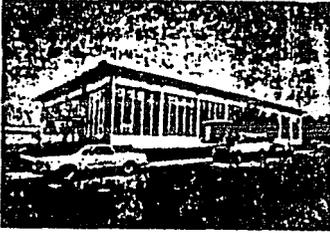
Este procedimiento puede ser utilizado cuando se pueda disponer de espacio en el exterior de la estructura dañada y cuando su elevación sea pequeña (fig.21). Generalmente se diseñan de manera que ellos por sí mismos resistan todas las fuerzas laterales a que se verá sometida el conjunto, tiene la ventaja de que su construcción interfiere muy poco con la utilización de la estructura.

De manera muy similar que con la utilización de muros y marcos de concreto, debe de atenderse a la revisión de las conexiones con la estructura original. En la referencia 32 se hace una descripción sobre la utilización de este sistema para la rigidización de una estructura.

En la referencia 21 se ofrece una gráfica resultado de varios estudios en la cual se muestra esquemáticamente el efecto de distintos procedimientos de refuerzo en marcos de concreto (fig.22), se observa que con los muros de concreto colados in situ se alcanza aproximadamente el 60% de la resistencia de uno colado monolíticamente con el marco y del orden de 3.5 veces la resistencia de un marco solo; el efecto de los otros procedimientos se deduce fácilmente al observar dicha figura. Asimismo se ofrecen patrones de armado de marcos de concreto reforzados con muros y paneles, comparándolos con un espécimen monolítico (fig.23).

### ALTERNATIVA DE RESTRUCTURACION

Después de haberse realizado un análisis a fondo de la situación guardada por la estructura producto de los datos arrojados por las inspecciones detalladas hechas a la misma y al estudio del sistema estructural original y su comportamiento; se decidió que la mejor alternativa de restructuración en este caso sería realizarla a base de muros de concreto para incrementar la rigidez global de la estructura y de esta manera mejorar su comportamiento. Las características generales de este sistema ya se han descrito anteriormente.



a) Antes



b) Después

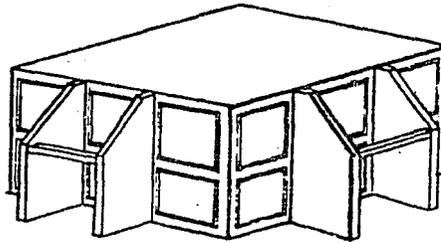


Fig. 21 Rigidización mediante contrafuertes

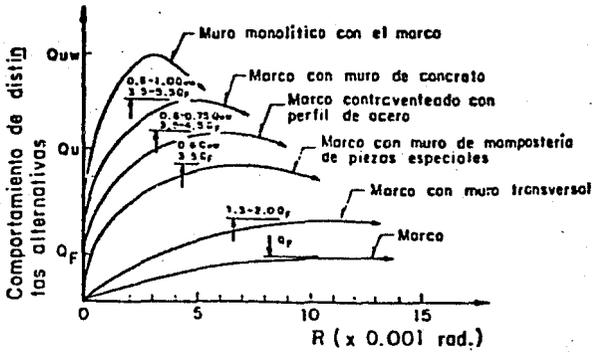
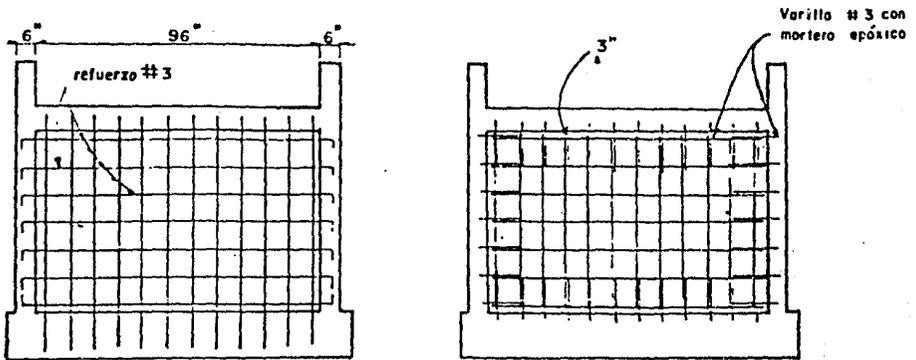
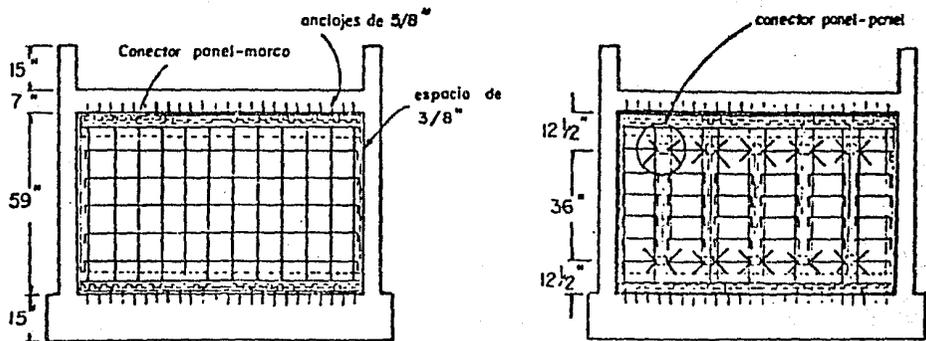


Fig 22 Comparación entre distintos procedimientos de esfuerzo



a) Espécimen colado monolíticamente

b) Muro colado en el lugar



c) Muro con panel sencillo precolado

d) Muro con paneles precolados múltiples

Fig 23 Reforzamiento de marcos de concreto

Se prefirió este sistema a otros entre otros motivos porque:

1.- La estructura original ya poseía este tipo de elementos.

2.- El daño observado en la estructura se atribuye en parte a cambios locales bruscos de rigidez, como por ejemplo en el marco del eje C, donde de su entrepiso a otro se cambia de un muro de cortante a un contraventeo de concreto, asimismo como los marcos de los ejes 1 y 10 que tenían contraventeos alternados en las crujeas exteriores cada dos niveles, ahogados en muros de block aligerado. De esta manera, al colocar muros de cortante en estos lugares, se matan dos pájaros de un tiro, por así decirlo.

3.- No hay restricciones en cuanto al espacio interior disponible, puesto que estas edificaciones tenían una gran cantidad de muros divisorios debido a su uso habitacional; en este caso la inclusión de muros de concreto con fin estructural no modifica substancialmente la distribución de espacios en el inmueble, ya que generalmente ocuparán el sitio de algunos muros divisorios no estructurales.

4.- Esta alternativa ha dado en general magníficos resultados en la restructuración de edificios.

En el planteamiento de la alternativa siempre se cuidó observar la simetría en la disposición de los elementos estructurales de refuerzo, con el fin de evitar introducir excentricidades no existentes a la estructura que nos pudieran ocasionar problemas en el futuro por torsión.

Las soluciones aquí presentadas no fueron planteadas simultáneamente, es decir, no se concibieron al mismo tiempo. En realidad lo que se hizo fue plantear una primera opción, la cual se estudió, se analizó y conforme a ello se determinó la necesidad de estudiar otra, la que también arrojó tales resultados que fué necesario proponer una tercera que al final, con algunas modificaciones, resultó ser la definitiva. Estos estudios se encuentran comprendidos en el capítulo IV.

A continuación se presentan y describen las características de las opciones estudiadas.

#### PRIMERA OPCION

Un croquis de la distribución de los nuevos elementos resistentes en planta se

ofrece en la figura 24.

Observando la planta, se aprecia que la disposición de los muros de concreto adicionales está realizada para oponer resistencia principalmente a la acción de un sismo en dirección E-W, lo cual se debe a que en esta dirección la estructura es más vulnerable, como anteriormente se ha descrito.

Además la distribución de los muros es totalmente simétrica en ambas direcciones. Los marcos que han sido modificados son los correspondientes a los ejes 1,3,8,10 y C.

En los marcos de los ejes 3 y 8, los muros se encuentran dispuestos en las crujeas externas (A-B, D-E), mientras que en los ejes 1 y 10 los muros de cortante abarcan todas las crujeas, tratando de aprovechar que se trata de marcos de colindancia, además en este caso con la construcción de dichos muros se eliminan los contraventeos alternados que en las crujeas externas tenían estos marcos.

De la misma manera y aunque es cierto que en el marco del eje C existían muros de concreto, en la ubicación mostrada en la figura 9; también lo es que solamente se encontraban de P.B. al quinto piso, y del sexto al último piso se encontraban en su lugar contraventeos de concreto, quienes en esta opción también son eliminados al considerarse que los muros de cortante en este marco ahora se extienden en toda su elevación.

En resumen, con esta opción se busca incrementar la capacidad sismo-resistente de la estructura en general, sobre todo en dirección este-oeste, para lograrlo se planea disponer los muros de cortante como se muestra en la figura 24 como asimismo eliminar los elementos originales que propiciaban cambios locales bruscos de rigidez como son los contraventeos anteriormente citados. Asimismo se observa que los marcos de los ejes 1 y 10 son los que más contribuyen a la rigidización de la estructura.

## SEGUNDA OPCION

El croquis que muestra la distribución planteada de los nuevos elementos resistentes en planta se puede apreciar en la figura 25.

Visualizando el croquis, se observa que al igual que en la alternativa anterior, la

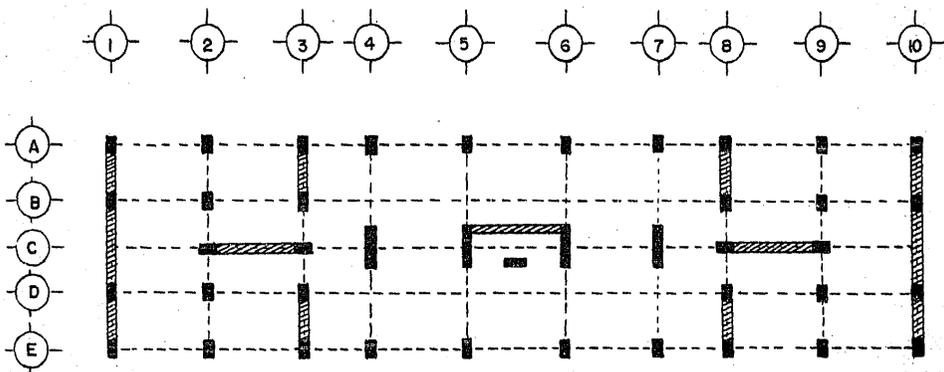


FIG 24.- Primera Opción

disposición de los muros está realizada para oponer mayor resistencia a la eventual acción de un sismo en dirección E-W, y que la distribución de los mismos es perfectamente simétrica en ambas direcciones. Sin embargo ahora se tiene una mayor densidad de elementos. Los marcos que se han modificado en este caso son los que corresponden a los ejes 1,2,3,8,9,10 y C.

En los marcos de los ejes 2,3,8 y 9 los muros se encuentran dispuestos de igual manera que como se dispuso en los ejes 3 y 8 en la alternativa anterior. Sin embargo ahora en los marcos de los ejes 1 y 10 se encuentran básicamente dos muros de concreto separados aproximadamente 70 cm entre sí, en lugar de un muro continuo como se tenía antes. Con ese simple detalle se logra reducir la rigidez de estos marcos exteriores en comparación con el caso anterior, lo cual se tratará con más detalle en el siguiente capítulo. A ello se debe ahora la presencia de muros en los marcos de los 2 y 9, anteriormente intactos.

Esta opción tiene los mismos fines que la precedente y también elimina a los contraventeos responsables de daños debidos a los cambios locales bruscos de rigidez que originalmente se tenían con ellos. En este caso se aprecia que de la misma manera que en el caso anterior, los marcos de los ejes 1 y 10 serán los que más contribuyan a la rigidización del sistema, pero en menor proporción que para el caso inicial.

### TERCERA OPCION

El croquis que muestra la disposición en planta de los nuevos elementos rigidizantes se ofrece en la figura 26.

Observándolo detenidamente se ve que en este caso, aunque resulta cierto que con la disposición de los muros de concreto mostrada se pretende oponer una mayor resistencia a la acción de un sismo en dirección E-W, también es cierto que ahora de la misma manera se incrementa la rigidez de la estructura en la dirección contraria, es decir, en dirección N-S al disponer de muros en los marcos de los ejes de fachada (A y E).

En comparación con las opciones precedentes se aprecia que existe una mayor cantidad de muros, sin embargo su distribución está planeada de tal manera que este sistema funciona más bien como si se tratara de una estructura a base de marcos muy rígidos, por lo cual esta solución se denomina como a base de

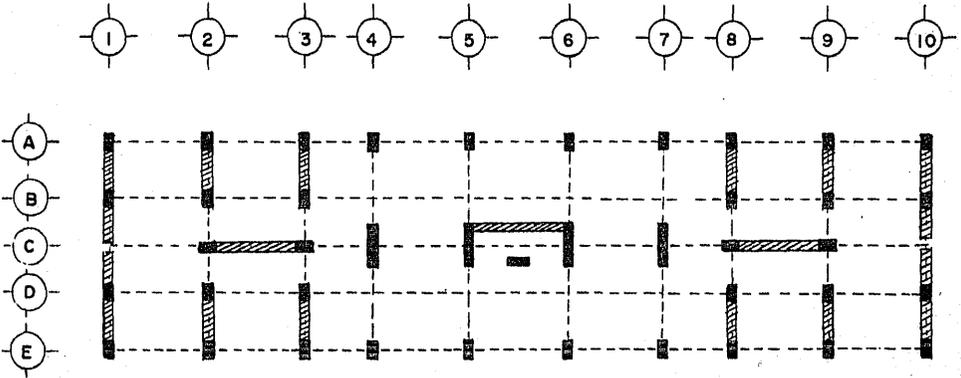


FIG. 25 Segunda Opción

"macromarcos". Los marcos originales que han sido modificados son prácticamente todos, exceptuando a los de los ejes 4,7, B y D.

En esta opción los muros de concreto no se ubican únicamente en las crujeas confinados por los marcos e impidiendo por ello el paso a través de las crujeas, sino que ahora también existen a ambos lados de ciertos ejes de columnas, lo cual si permite el paso por las crujeas. En dirección E-W los marcos de los ejes centrales 5 y 6 poseen esta característica, la que se debe en parte a que en este sitio se requiere de una mayor disponibilidad de espacios, para el acceso a los elevadores ó a los departamentos de esa ala. Asimismo en estos ejes los muros se prolongan hacia el exterior de la estructura y se encuentran ligados entre sí cada dos niveles por medio de trabes peraltadas de borde.

En dirección N-S se han añadido muros de cortante a ambos lados de los ejes de columna (exceptuando a las columnas de esquina), los cuales trabajan en conjunto con los muros que se localizan en la otra dirección, y se encuentran ligados entre sí cada 2 niveles por medio de trabes peraltadas, formando de esta manera los macromarcos.

Esta opción intenta incrementar notablemente la capacidad sismo-resistente de la estructura en las dos direcciones, así como también eliminar los problemas inducidos por los contraventeos al desecharlos con esta reparación. En su planteamiento los marcos centrales 5 y 6 son los que aparentemente contribuirán en mayor porcentaje a la rigidización de la estructura, en contraste con las otras opciones donde lo eran los marcos exteriores de los ejes 1 y 10.

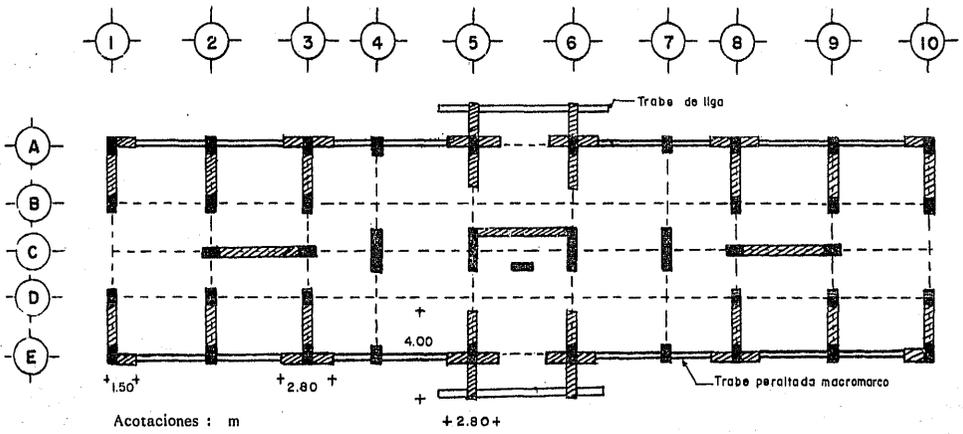


FIG 26.- Tercera Opción

## **CAPITULO IV**

**REVISION DE LAS ALTERNATIVAS**

**Y**

**ELECCION DE LA MAS VIABLE**

## METODO DE ANALISIS

Toda vez que se plantea una alternativa, es necesario el estudiarla, para lo cual se requiere de una serie de análisis que en ocasiones resultan ser muy laboriosos y/o complicados. Pero lo más importante en este caso no es el obtener una serie de resultados, sino el saber interpretarlos.

En nuestro caso, para cada opción lo primero que se hizo fue el preparar toda la información pertinente para un análisis sísmico estático de la propuesta de restructuración.

Para ello se utilizó un programa elaborado por el Ing. Julio Damy R. y que se basa en un método matricial también por el desarrollado, el cual permite calcular los centros de torsión de la estructura y con ello tomar en cuenta e incrementar de acuerdo con el reglamento del D.F. (en este caso las Normas de Emergencia) los efectos de torsión a que puede verse sujeta una estructura.

El método se fundamenta en la hipótesis usuales:

- 1.- Análisis Elástico-Lineal
- 2.- Masas concentradas en los niveles
- 3.- Trabajo independiente de los marcos
- 4.- Losa infinitamente rígida en su plano
- 5.- Desplazamientos pequeños

A groso modo, consiste en lo siguiente:

Conocidas las matrices de rigidez ante desplazamientos horizontales de cada marco,  $[K_D]$ , y definiendo la distribución de elementos resistentes con respecto a un sistema coordenado de referencia (fig 27), único para todos los niveles, tenemos que el vector desplazamiento de un marco cualquiera  $\{D_j\}$ , está dado por la expresión:

$$\{D_j\} = \{D_x\} \cos \beta_j + \{D_y\} \sin \beta_j + \{\theta_j\} r_j \quad \dots 1)$$

donde  $r_j$  es la distancia del origen al marco y se obtiene de la sig. manera:

$$r_j = X_j \sin \beta_j - Y_j \cos \beta_j$$

## METODO DE ANALISIS

Toda vez que se plantea una alternativa, es necesario el estudiarla, para lo cual se requiere de una serie de análisis que en ocasiones resultan ser muy laboriosos y/o complicados. Pero lo más importante en este caso no es el obtener una serie de resultados, sino el saber interpretarlos.

En nuestro caso, para cada opción lo primero que se hizo fue el preparar toda la información pertinente para un análisis sísmico estático de la propuesta de restructuración.

Para ello se utilizó un programa elaborado por el Ing. Julio Damy R. y que se basa en un método matricial también por el desarrollado, el cual permite calcular los centros de torsión de la estructura y con ello tomar en cuenta e incrementar de acuerdo con el reglamento del D.F. (en este caso las Normas de Emergencia) los efectos de torsión a que puede verse sujeta una estructura.

El método se fundamenta en la hipótesis usuales:

- 1.- Análisis Elástico-Lineal
- 2.- Masas concentradas en los niveles
- 3.- Trabajo independiente de los marcos
- 4.- Losa infinitamente rígida en su plano
- 5.- Desplazamientos pequeños

A groso modo, consiste en lo siguiente:

Conocidas las matrices de rigidez ante desplazamientos horizontales de cada marco,  $[K_D]$ , y definiendo la distribución de elementos resistentes con respecto a un sistema coordenado de referencia (fig 27), único para todos los niveles, tenemos que el vector desplazamiento de un marco cualquiera  $\{D_j\}$ , está dado por la expresión:

$$\{D_j\} = \{D_x\} \cos \beta_j + \{D_y\} \sin \beta_j + \{\theta_j\} r_j \quad \dots 1)$$

donde  $r_j$  es la distancia del origen al marco y se obtiene de la siguiente manera:

$$r_j = X_j \sin \beta_j - Y_j \cos \beta_j$$

Asimismo, el vector fuerza de un marco cualquiera se obtiene como:

$$\{F_j\} = [K_D]_j \{D_j\} \quad \dots 2)$$

Sabemos además, que por equilibrio en cada nivel se debe cumplir que:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j=1}^{n_j} \{F_j\} \cos \beta_j &= \{F_x\} \\ \sum_{j=1}^{n_j} \{F_j\} \sin \beta_j &= \{F_y\} \\ \sum_{j=1}^{n_j} \{F_j\} r_j &= \{M_o\} \end{aligned} \right\} \quad \dots 3)$$

De 1) y 2) en 3), se obtiene que las  $3n$  ecuaciones del sistema son:

$$\begin{Bmatrix} \{F_x\} \\ \{F_y\} \\ \{M_o\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{\theta x}] & [K_{\theta y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{D_x\} \\ \{D_y\} \\ \{\theta\} \end{Bmatrix} \quad \dots 3')$$

donde:

$$\begin{aligned} [K_{xx}] &= \sum_{j=1}^{n_j} [K_D]_j \cos^2 \beta_j \\ [K_{yy}] &= \sum_{j=1}^{n_j} [K_D]_j \sin^2 \beta_j \\ [K_{xy}] &= [K_{yx}] = \sum_{j=1}^{n_j} [K_D]_j \cos \beta_j \sin \beta_j \\ [K_{x\theta}] &= [K_{\theta x}] = \sum_{j=1}^{n_j} [K_D]_j r_j \cos \beta_j \\ [K_{y\theta}] &= [K_{\theta y}] = \sum_{j=1}^{n_j} [K_D]_j r_j \sin \beta_j \\ [K_{\theta\theta}] &= \sum_{j=1}^{n_j} [K_D]_j r_j^2 \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema se obtiene el desplazamiento de la losa en cada nivel; sustituyendo éstos en la ec. 1) tenemos los desplazamientos en cada marco y replazándolos en la ec. 2) obtendremos las fuerzas sísmicas actuantes en cada marco.

Para tomar en cuenta la torsión lo que se hace es modificar el vector  $\{M_o\}$ ; para ello es necesario determinar los centros de torsión y de cortante.

Los centros de Torsión se calculan como sigue:

Se considera  $\{\theta\} = 0$ , por tanto, de 3') :

$$\begin{Bmatrix} \{F_x\} \\ \{F_y\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{D_x\} \\ \{D_y\} \end{Bmatrix} \quad \dots 4)$$

- $D_{ij}$  = Desplazamiento nivel  $i$ , marco  $j$   
 $F_{ij}$  = Fuerza nivel  $i$  marco  $j$   
 $nN$  = Número de niveles  
 $nM$  = Número de marcos  
 $CM$  = Centro de Masa  
 $F_i$  = Fuerza actuante total nivel  $i$

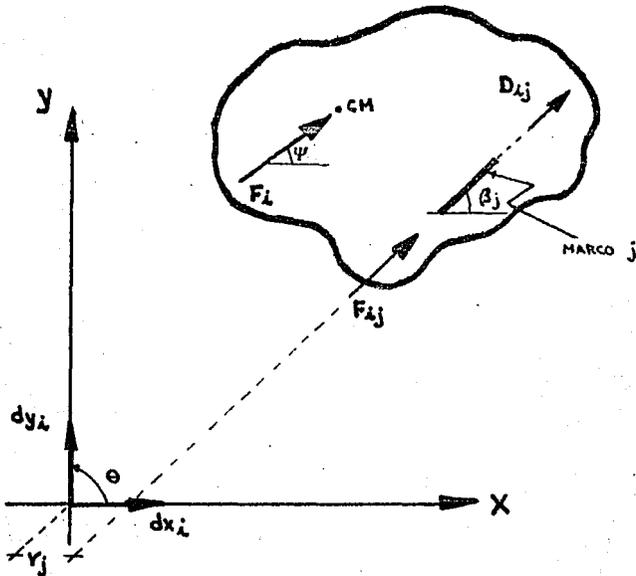


Fig 27 sistema Global de referencia

$$\{Mo\} = [K_{\theta x}] \{Dx\} + [K_{\theta y}] \{Dy\} \quad \dots 5)$$

Basando en ello, se obtienen primero los centros de pseudo-torsión ( $C_T (x_T, y_T)$ ), para lo que procede como sigue:

$y_T$  .- Se considera que  $\{F_x\} = \{F\}$ ;  $\{F_y\} = 0$ ; sustituyendo en 4) y resolviendo el sistema se obtienen  $\{D_x\}$ ,  $\{D_y\}$ ; y sustituyendo en 5) se tiene el vector  $\{Mo\}$ ; la ordenada  $y_{T_i}$ ; se calcula simplemente como:

$$y_{T_i} = - \frac{Mo_i}{F_{x_i}}$$

$x_T$  .- En este caso  $\{F_x\} = 0$ ;  $\{F_y\} = \{F\}$ , y se procede de igual manera que en el caso anterior, salvo que ahora la abcisa  $x_{T_i}$ , se calcula como:

$$x_{T_i} = \frac{Mo_i}{F_{y_i}}$$

Los centros de torsión  $C_T (X_T, Y_T)$ , se calculan a partir de las coordenadas de los centros de pseudo-torsión,  $C_T$ ;

$$X_{T_i} = \frac{V_{i+1} X_{T_{i+1}} + F_i X_{T_i}}{V_i}; \quad X_{TnN} = X_T nN$$

$$Y_{T_i} = \frac{V_{i+1} Y_{T_{i+1}} + F_i Y_{T_i}}{V_i}; \quad Y_{TnN} = Y_T nN$$

$$V = \text{cortante de entrepiso}$$

Como se ve, el centro de Torsión no es un invariante, ya que depende de la distribución de cargas.

Los centros de cortante  $C_C (X_C, Y_C)$  se obtienen a partir de las coordenadas de los centros de masa de los niveles:

$$X_{cnN} = X_{MnN}$$

$$X_{c_i} = \frac{V_{i+1} X_{c_{i+1}} + F_i X_{M_i}}{V_i}$$

$$Y_{cnN} = Y_{MnN}$$

$$Y_{c_i} = \frac{V_{i+1} X_{c_{i+1}} + F_i Y_{M_i}}{V_i}$$

Conocidos los centros de torsión y de cortante, se calculan las excentricidades existentes según la dirección en que se considere el sismo; para sismo en  $y$ ,  $e = X_C - X_T$ ; para sismo en  $x$ ,  $e = Y_C - Y_T$ ; éstas se incrementan de acuerdo a las disposiciones especificadas por el reglamento:

$$e'_1 = 1.5e + 0.1b \text{ (signo } e)$$

$$e'_2 = e - 0.1b \text{ (signo } e)$$

donde  $b$  es la dimensión máxima en planta de cualquier entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del sismo.

Con  $e'_1$  y  $e'_2$  se calculan las excentricidades de diseño  $e_1$  y  $e_2$ :

$$e_1 = \text{Máx. } (e'_1 \text{ ó } e'_2)$$

$$e_2 = \text{Min. } (e'_1 \text{ ó } e'_2)$$

En base a éstas se calculan los vectores  $\{Mo_1\}$  y  $\{Mo_2\}$ , de pendiendo de la dirección en que se realice el análisis.

Para sismo en  $x$ :

$$Y_{C1} = Y_T + e_1$$

$$Y_{C2} = Y_T + e_2$$

$$Mo_{1\lambda} = -V_{\text{sis}\lambda} \cdot Y_{C1\lambda}$$

$$Mo_{2\lambda} = -V_{\text{sis}\lambda} \cdot Y_{C2\lambda}$$

Para sismo en  $y$ :

$$X_{C1} = X_T + e_1$$

$$X_{C2} = X_T + e_2$$

$$Mo_{1\lambda} = V_{\text{sis}\lambda} \cdot X_{C1\lambda}$$

$$Mo_{2\lambda} = V_{\text{sis}\lambda} \cdot X_{C2\lambda}$$

Conforme a ello, se sustituyen los vectores  $\{Mo_1\}$ ,  $\{Mo_2\}$  en el sistema 3'); se resuelve y se escoge para cada marco la condición más desfavorable, obteniéndose

así las fuerzas sísmicas de diseño, considerando el incremento por efectos de torsión según el reglamento. Posteriormente se resuelve cada marco, con lo que se obtienen los elementos mecánicos que actúan sobre ellos.

Este método es tratado con la profundidad y categoría que se merece a la referencia 59.

Como se aprecia el programa de análisis utilizado, dentro de su limitación de ser un análisis estático, tiene grandes ventajas como es entre otras la de tomar en cuenta el efecto de la torsión según el Reglamento, lo que resulta muy adecuado en éste y otros casos. Sin embargo y de acuerdo con dicho reglamento y las normas de emergencia vigentes, es perfectamente válido realizar en este caso tal tipo de análisis, ya que la altura de la estructura es de 3930 m, menor a los 60m que especifican como máximo tales reglamentaciones.

De acuerdo a los resultados arrojados de los análisis, se estudiaron cada una de las opciones, atendiendo a varios criterios.

#### PRIMERA OPCION

Como ya se ha expresado, esta opción cuya disposición se muestra en la figura 24; fué plateada para brindarle una mayor rigidez a la estructura en dirección E-W.

Se estudió para varios espesores de muros ( $t= 20,30$  y  $40$  cm ), idealizando al sistema para su análisis como se muestra en la figura 28. Los muros de cortante se consideraron como columnas anchas equivalentes, siendo éstas ubicadas en el eje centroidal de los muros, con propiedades de inercia alrededor del plano principal de flexión. Se encuentran ligadas entre sí por medio de la viga del marco equivalente considerada para la losa plana. Las regiones de la viga con propiedades de inercia infinita corresponden a las longitudes efectivas de los muros que deben considerarse en el modelo.

Las cargas actuantes, la viga del marco equivalente y el factor de reducción por ductibilidad considerados en el estudio están de acuerdo con las disposiciones establecidas por las Normas de emergencia (ref. 15). El factor de reducción por ductilidad,  $Q$ , en este caso se tomó igual a 3, ya que aquí la resistencia de

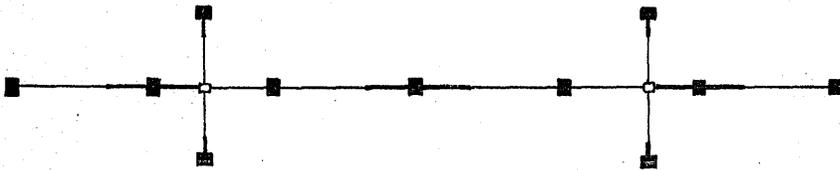


FIG 28.-Idealización primera opción ( planta)

NOMENCLATURA

- COLUMNA ANCHA EQUIVALENTE
- COLUMNA CONECTORA CON PROPIEDADES DE INERCIA = 0 O CON DICHAS PROPIEDADES EN LA DIRECCION CONTRARIA, SEGUN SEA EL CASO
- VIGA RIGIDEZ INFINITA
- - - VIGA DEL MARCO EQUIVALENTE LOSA RETICULAR

la estructura está dada por una combinación de muros de concreto y marcos, donde los primeros contribuyen en más del 50% a la resistencia ante carga lateral.

De acuerdo a ello, los resultados obtenidos de los análisis indicaban que los muros de los ejes 1 y 10, por ser comparativamente más rígidos que los demás (de 30 a 40 veces más rígidos) absorbían una mayor cantidad de las fuerzas sísmicas (mucho más del 90% entre ambos), en vista de lo cual se veían sujetos a grandes esfuerzos por lo que difícilmente en su diseño se podían satisfacer las normas.

Además, la cimentación en esos ejes se veía sujeta a una gran sobrecarga y a considerables momentos de volteo, lo que hacía necesario el realizar un refuerzo muy importante en ella.

Por tanto, se desechó esta primera opción en base a los siguientes razonamientos:

1.- Los muros de los ejes 1 y 10 se encontrarían sometidos a grandes esfuerzos como consecuencia de ser considerablemente más rígidos que los demás. Se apreció que sería difícil reforzarlos para soportar tales esfuerzos de acuerdo con las normas de emergencia.

2.- Las descargas en la cimentación en estos ejes se incrementaban fuertemente, pero lo que más afectaba a la cimentación era el verse sujeta a grandes momentos de volteo, consecuencia de la gran rigidez que poseían los muros. Esto obliga a un refuerzo local de la cimentación bastante fuerte, que podría derivar en el futuro en un comportamiento inadecuado de la estructura.

3.- La resistencia de la estructura ante un sismo en la dirección N-S está dada básicamente por una sola línea de muros, los que se encuentran en el eje C.

Por tanto y en base a los dos primeros razonamientos, se vio la necesidad de estudiar otro caso.

## SEGUNDA OPCION

La configuración en planta se muestra en la figura 25, y al igual que la anterior,

fue planteada para oponer una mayor resistencia a la acción de un sismo en dirección E-W.

Las modificaciones realizadas con respecto a la opción anterior son 2 básicamente, la primera consistió en dividir en dos a los muros que se localizan en los ejes 1 y 10 pretendiendo con ello reducir su rigidez a niveles más razonables para el comportamiento del conjunto, asimismo se dispusieron de muros en los ejes 2 y 9 con el fin de balancear la rigidez del sistema.

Con ello, la idealización del nuevo sistema, que se muestra en la figura 29, difiere bastante del anterior. Las consideraciones realizadas son esencialmente las mismas que para la primera alternativa, salvo que ahora existió un pequeño incremento en las cargas actuantes producto del aumento en el número de muros, el cual fue considerado. Se estudió también para espesores de muros de 20, 30 y 40 cm.

Del análisis hecho, se observó que pese a la modificación realizada, los muros de los ejes 1 y 10 absorbían la gran mayoría de las fuerzas sísmicas, puesto que resultaban en general ser de 4 a 5 veces más rígidos que los demás, por tanto nuestras expectativas no tuvieron todo el éxito deseado.

En síntesis se puede decir que esta opción se desechó, por razones muy similares a las del caso anterior, y que son:

- 1.- A pesar de tratarse ahora de dos muros en vez de uno, en los ejes 1 y 10, éstos seguían siendo más rígidos que los demás, por ello se veían sometidos a esfuerzos tales que sería difícil cumplir con las normas para su dimensionamiento.

- 2.- Las descargas en la cimentación seguían siendo fuertes en esos ejes, así como los momentos de volteo actuantes en ella, pero en menor proporción. De todas maneras, esto no resulta conveniente para la estructura.

- 3.- Aunque aparentemente no se debería tener ningún problema por efectos de torsión debido a que la distribución de los elementos resistentes es simétrica, de llevarse a cabo la ejecución de esta opción podrían originarse, en un momento dado, problemas por torsión dinámica en el rango inelástico en caso de que la estructura se viera sujeta a la acción de un sismo severo. Realmente, no vale la pena arriesgarse de esta manera.

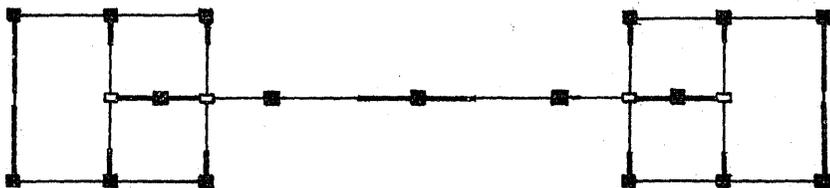


FIG 29.- Idealización segunda opción ( planta )

4.- La resistencia de la estructura ante un sismo en la dirección contraria está dada por una sola hilera de elementos resistentes, los marcos del eje C; se debería por tanto proteger a la estructura de mejor manera en dicha dirección.

En base a estos razonamientos, sobre todo al tercero y al primero, se decidió buscar otra solución, la cual tomando en cuenta de igual manera al cuarto razonamiento, fue finalmente planteada.

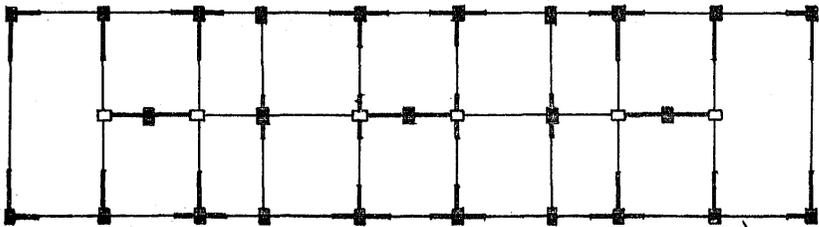
### TERCERA OPCION

Este planteamiento, que al final de cuentas resultó ser el efectivo (con algunas mejoras técnicas) se muestra en la figura 26. De su observación se ve que en este caso los nuevos elementos no están dispuestos solamente para defender a la estructura en dirección E-W, sino también en dirección N-S.

Ya se ha dicho que la distribución de los muros fue planteada de manera tal, que funcionan más bien como una estructura a base de marcos muy rígidos, por lo que este sistema se le conoce como a base de macromarcos. Esto se puede entender mejor visualizando la idealización que se efectuó para su análisis, y que se muestra en la figura 30. La viga peraltada que acopla a los muros de los ejes A y E se encuentra cada dos niveles.

Se hicieron las mismas consideraciones en general que para cálculos anteriores, sin embargo ahora existió un incremento substancial en las masas de diseño, debido a la mayor densidad de muros con que se cuenta. Se analizó para espesores de muro de 55cm, 40 cm. (muros exteriores ejes 5 y 6) y 35 cm. (marcos A y E) pero cabe señalar que los muros ya existentes se consideraron con un espesor de 20 cm, el cual actualmente tienen. Se consideraron también a las columnas que no forman parte de la modificación, porque realmente su influencia no es muy grande y facilitan la idealización (columnas exteriores marcos ejes 4 y 7).

Los resultados obtenidos en esta ocasión fueron satisfactorios, ya que se logró una distribución más uniforme de las rigideces en los marcos en ambas direcciones. Un solo pero, se observó que si se construían los muros de los marcos exteriores de los ejes A y E como se muestra en la figura 26, sería muy difícil que



TRABES PERALTADAS  
CADA 2 NIVELES

FIG 30.- Idealización tercera opción

realmente trabajaran en conjunto con los dispuestos en la dirección perpendicular a ellos, debido a que el anclaje necesario para tal fin es difícil de lograr, por la presencia de las columnas existentes. Por ello se prefirió disponer dichos muros tangentes a las columnas como se muestra en la figura 31. Con ello se pueden mejorar grandemente las condiciones para poder ejecutar un buen anclaje.

Consecuentemente fue necesario realizar un último análisis. La idealización en planta es la misma (fig.30). En elevación, la disposición guardada por los marcos se muestra en las figuras 32 a 39. Las segundas distancias corresponden a los anchos de crujía considerados en el análisis, las primeras indican las longitudes de los muros en esa dirección y/o la distancia existente entre el borde de un muro y el centroide de una columna existente. Las secciones transversales de los muros se pueden obtener comparando dichas figuras con la figura 31. Los apoyos considerados en las figuras 38 y 39 se justifican ya que en esos sitios se encuentran localizados muros no estructurales que soportan al sistema de piso.

Se realizaron tanto un análisis estático como uno dinámico, ambos con programas obra del Ing. Julio Damy. Los datos generales para efectuar dichos análisis fueron los siguientes:

Nivel	Peso ( Ton )	Altura de Entrepiso (m)
14	1000	2.70
13	890	2.70
12	890	2.70
11	890	2.70
10	890	2.70
09	890	2.70
08	890	2.70
07	890	2.70
06	890	2.70
05	890	2.70
04	890	2.70
03	890	2.70
02	890	2.70
01	890	4.20

$$\Sigma = 12570$$

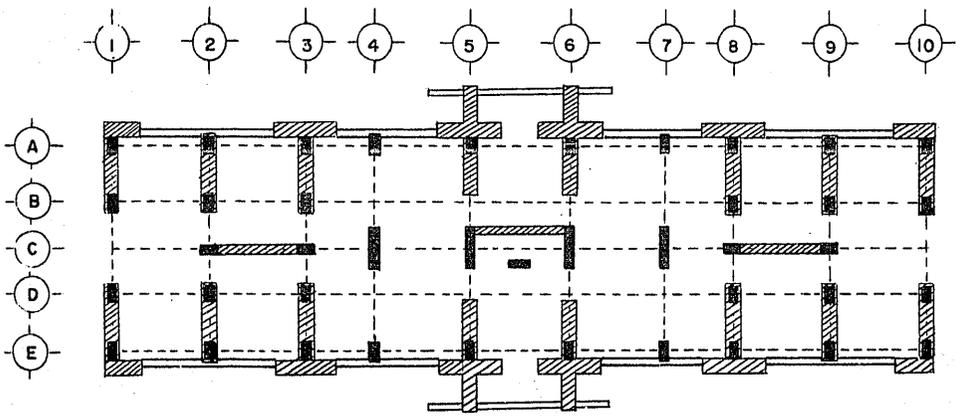


FIG 31.- Distribución Definitiva



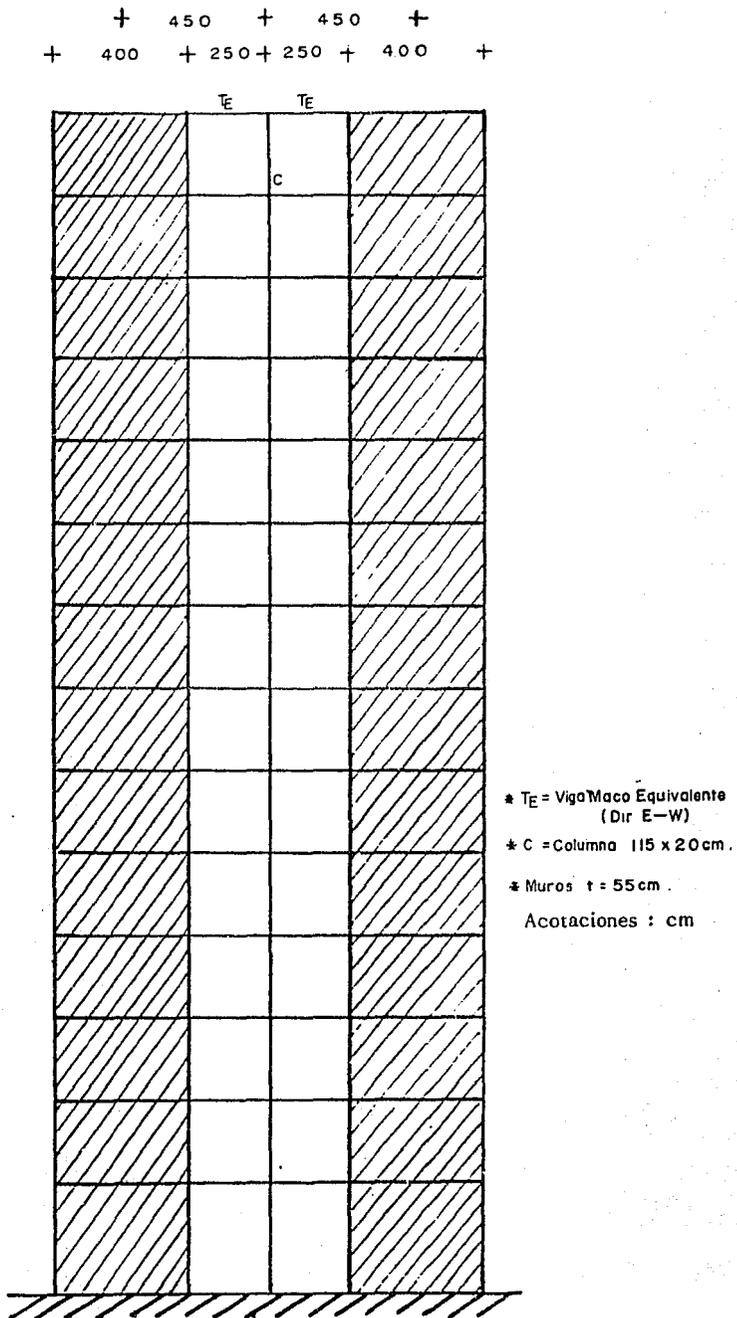


FIG. 33.- Marcos Ejes (2) y (9)

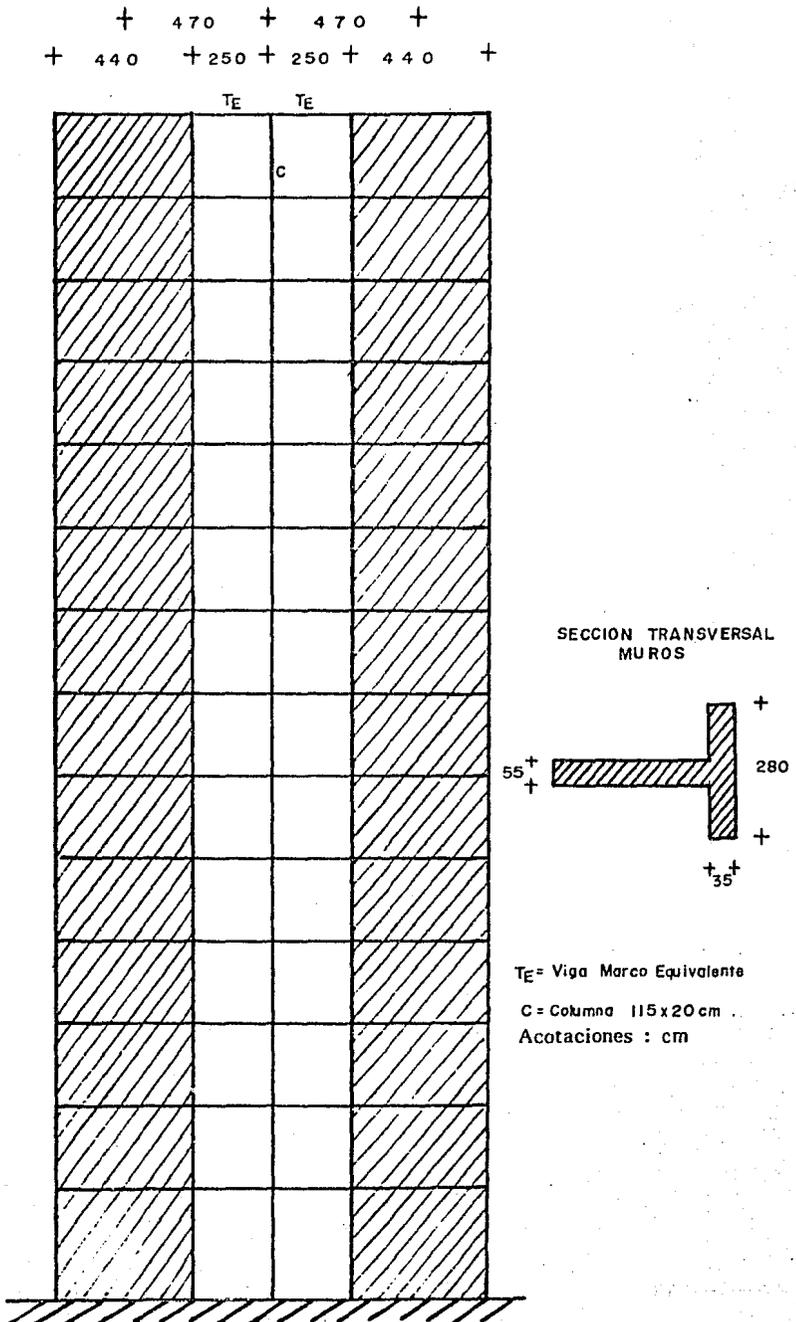


FIG. 34.- Marcos Ejes 3 y 8

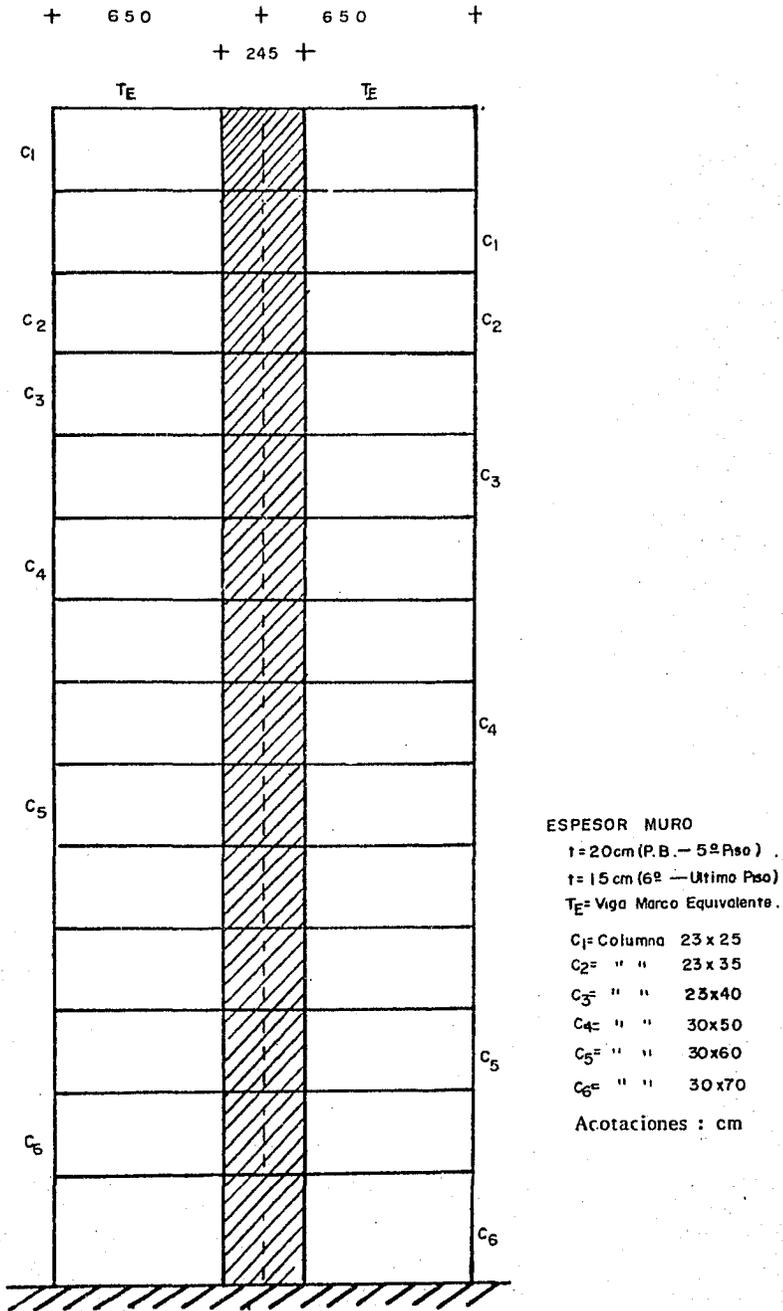


FIG. 35.— Marcos Ejes (4) y (7)

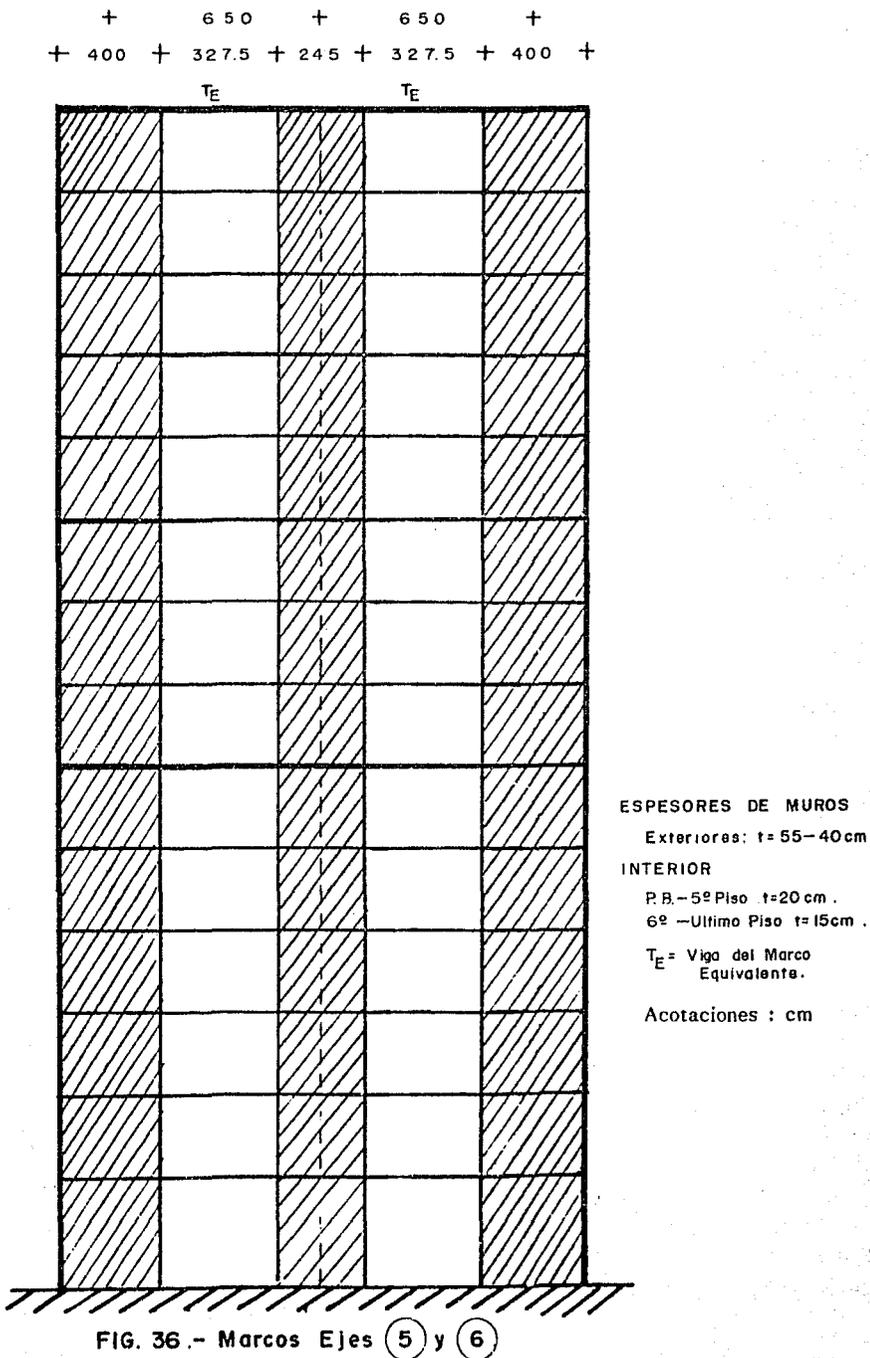
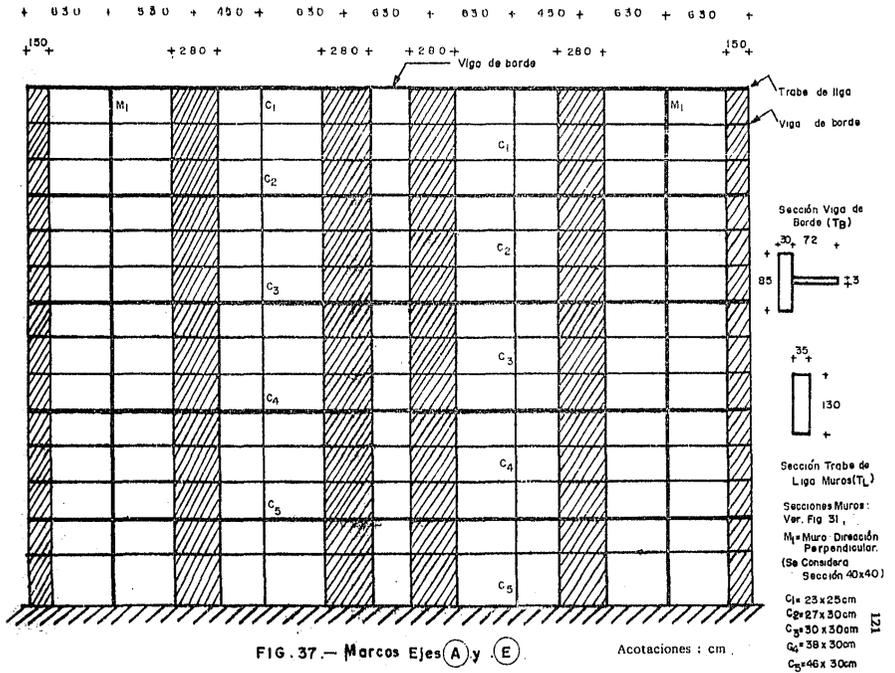


FIG. 36.- Marcos Ejes (5) y (6)



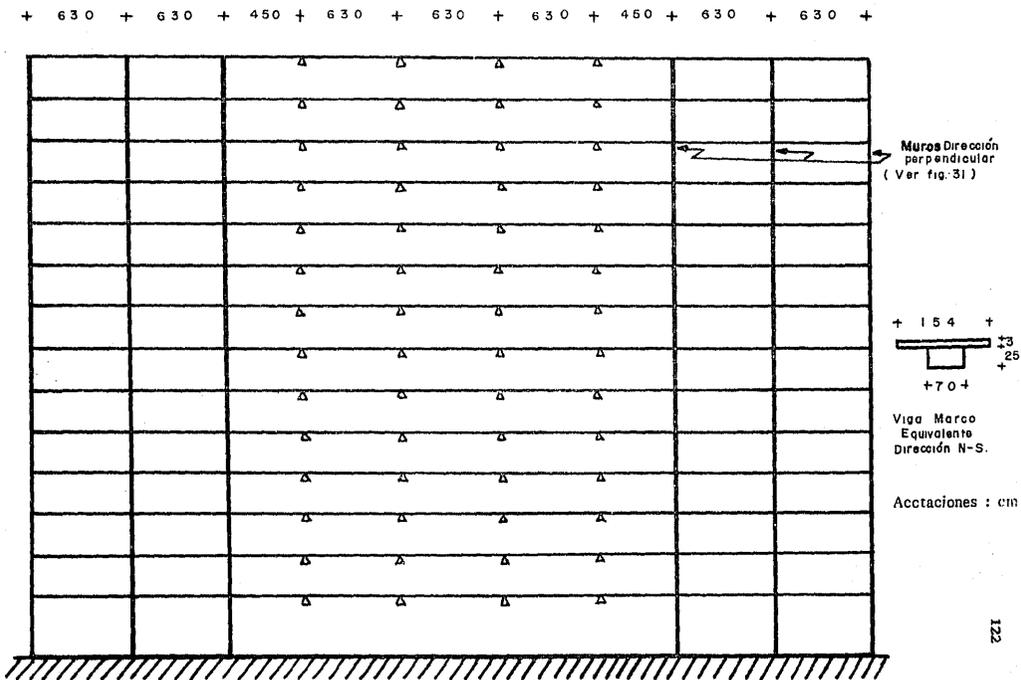


FIG. 38.- Marcos Ejes (B) y (D)

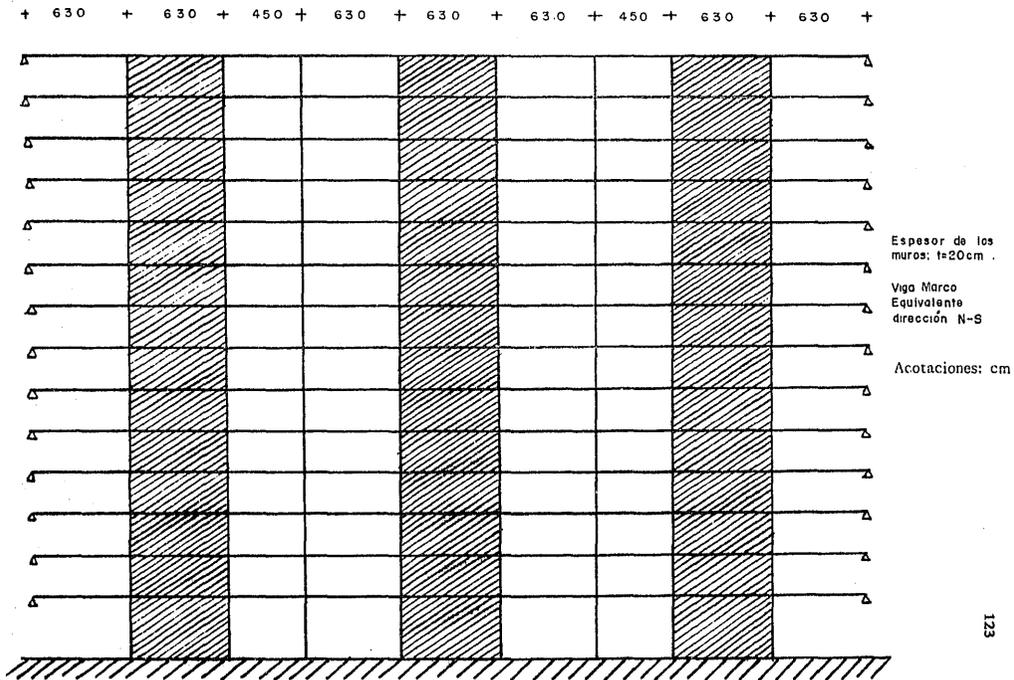


FIG. 39.— Marco Eje (C)

Edificación Zona III RDF-76

Coefficiente Sísmico:  $C= 0.40$  (Normas de Emergencia).

Factor de Reducción por Ductilidad:  $Q= 3$  (Normas de Emergencia).

Módulo de Elasticidad:  $E= 170\ 000\ \text{kg/cm}^2$  (suponiendo  $f'c= 300\text{kg/cm}^2$ ).

Centros de Masa :  $X= 26.55\ \text{m}$

$Y= 6.25\ \text{m}$

Longitudes del edificio:

$X = 53.4\ \text{m}$

$Y = 13.1\ \text{m}$

Se considera en los programas acortamiento elástico de columnas y trabes peraltadas.

Los resultados más interesantes para fines de esta exposición arrojados por el análisis estático se resumen en las tablas 5,6,7 y 11.

En la tabla 5 se presentan las rigideces de los marcos en ambas direcciones. De su observación se concluye que efectivamente existe una distribución más uniforme de la rigidez en toda la estructura, en comparación con las dos primeras opciones.

Los marcos que contribuyen en mayor proporción a la rigidez global del sistema son los correspondientes a los ejes 3 y 8 en dirección E-W, así como los de los ejes A y E en dirección N-S.

En dirección N-S era de esperarse, sin embargo en dirección E-W si causa cierta sorpresa, ya que aparentemente los marcos centrales 5 y 6 eran los indicados para hacerlo, y no solamente no fueron los más rígidos, sino que en general su rigidez resultó ser menor aún que la de los marcos exteriores de los ejes 1 y 10 ( primeros 8 niveles, aunque su influencia resulte mayor en los últimos pisos ). Esto se debe principalmente a que la longitud de los muros exteriores de dichos marcos es inferior que en los otros ejes ( 1, 3, 8 y 10 ), por lo que su inercia también lo es, que la sección T es más eficiente que la cruz, y a que las vigas del marco equivalente considerada no son lo suficientemente rígidas como para propiciar que en dicho marco exista un acoplamiento real de los muros.

La contribución de los marcos de los ejes 4 y 7 es en comparación muy inferior a la del resto. Esto se justifica ya que en esos ejes puede decirse que sólo el

muro central de 20 cm de espesor contribuye a la rigidez del sistema, y además su módulo de elasticidad, E, es menor ( $E=133\,000$  kg/cm<sup>2</sup>, determinado en base a las pruebas que se citan al final del capítulo II), dado que se trata de un concreto ya existente ó "viejo", el cual ya ha soportado un considerable número de ciclos de carga. Cabe señalar que en el análisis se tomó en consideración esta variación del módulo de elasticidad modificando al producto EI, es decir, se asignó a todos los elementos ya existentes y que fueron tomados en cuenta en el análisis (muros centrales ejes 4, 5, 6, 7, muros eje C, columnas ejes 4 y 7) un momento de inercia menor al que realmente poseen, dado por la razón:

$$I \text{ análisis} = \frac{133\,000}{170\,000} \quad I \text{ secc.bruta} = \frac{133}{170} \quad I \text{ secc.bruta}$$

con ello estamos considerando dicha variación, puesto que como sabemos, las matrices de rigidez, las ecuaciones de continuidad, ley de Hooke y de equilibrio utilizan el parámetro EI, y en este caso es más sencillo para nosotros hacer la consideración anterior en la elaboración del archivo de datos que introducir la variación del módulo de elasticidad, ya que es lo mismo tener:

$$E \text{ viejo } I \text{ sec. bruta} = 133\,000 \text{ } I \text{ real}$$

que

$$E \text{ nuevo } I \text{ análisis} = 170\,000 \frac{133}{170} \text{ } I \text{ secc. bruta} = 133\,000 \text{ } I \text{ real}$$

por tanto, es válido tal artificio. Algo similar se hizo para considerar a los productos EA y GAc en estos elementos.

En resumen, en dirección E-W los marcos de los ejes 3 y 8 son los que contribuyen en mayor porcentaje a la rigidez del conjunto, no obstante ello la distribución de la misma es muy uniforme, ya que la rigidez de este marco es aproximadamente el 22% del total en el primer entrepiso, y del 16% en el segundo entrepiso. Su influencia disminuye conforme aumenta la elevación del edificio.

En dirección N-S los marcos de los ejes A y E son los más rígidos, pero el marco central del eje C también posee una buena rigidez, sobre todo en los niveles inferiores (primero al sexto piso), aunque en los niveles superiores descienda notablemente. Contrastantemente, los marcos de los ejes B y D poseen una rigidez muy pequeña en comparación con el resto de los marcos en esta dirección.

Del estudio de esta tabla no se puede determinar con precisión en que dirección la estructura es más rígida; pero ello puede deducirse de la observación de la tabla 6.

En la tabla 6 se aprecia que en la dirección E-W la estructura posee una mayor rigidez en el primer entrepiso que en la dirección perpendicular a ella; sin embargo a partir del segundo entrepiso la rigidez resulta mayor en dirección N-S, por lo que en esta dirección la estructura es en conjunto más rígida.

Lógicamente lo mismo sucede con respecto a los desplazamientos relativos máximos y a los giros. Esto posiblemente se deba a que a partir de ese entrepiso comienzan a funcionar los macromarcos exteriores de los ejes A y E (ver fig.37).

Por otra parte se observa que el desplazamiento relativo máximo es de  $1.186(3) = 3.5$  cm, mayor al permisible por reglamento que es  $0.008(270) = 2.16$  cm. Pero considerando que se trata de un análisis estático, el cual generalmente nos arroja resultados más conservadores, y a que se está diseñando con un coeficiente sísmico  $c = 0.40$ , que parece demasiado conservador, pues se siente que es muy difícil que en su vida útil se tengan problemas de comportamiento en la estructura por este concepto, además no se sobrepasa al máximo permisible fijado por el reglamento, que es  $0.016(270) = 4.32$  cm. Lo que se debe hacer en estos casos es soltar a los muros de relleno, porque además en este caso no se tiene problemas por colindancias en la dirección más flexible (E-W).

En cuanto a la torsión real puede decirse que prácticamente no tiene influencia en la estructura, esto se aprecia en la tabla 7. En dirección E-W (EX) se ve que no existe más excentricidad que la dispuesta por el reglamento, y en la dirección N-S las excentricidades que se poseen son muy pequeñas (EY). Esto era de esperarse dada la gran simetría con que se planeó esta opción de restructuración.

Toda vez que se percibió que tal solución nos daba resultados satisfactorios, se pensó en refinar los cálculos para su dimensionamiento, realizando para ello un análisis dinámico modal. Los principales resultados obtenidos por el mismo se resumen en las tablas 8 a 10.

La tabla 8 nos muestra los periodos de vibración de la estructura para cada uno de sus modos, así como las aceleraciones con que oscila el sistema. Ratificando los resultados obtenidos del análisis estático, sobre todo a los que se encuentran en la tabla 6, se ve que la estructura es más rígida en dirección N-S que en dirección E-W, ya que sus periodos de vibración resultan ser siempre inferiores para cualquier modo. En dirección N-S, la estructura tiene un periodo fundamen-

tal de vibración teórico de 1.14 segundos, mientras que en dirección E-W es de 1.45 segundos, por lo tanto ambos se encuentran razonablemente abajo del período natural de vibración crítico de la zona donde se encuentra desplazada la estructura, que es de aproximadamente 2 segundos; en vista de lo cual, salvo que se combinen una serie de factores, se presume que no se deben tener problemas de resonancia con el terreno. Con ello se cumple otro objetivo.

La tabla 9 resume las características del movimiento para los primeros tres modos de vibrar de la estructura, en ambas direcciones, porque son los que por lo general determinan la respuesta dinámica de las mismas. El primer modo de vibración, como era de esperarse es el que posee una mayor influencia en la respuesta de la estructura, y por ende determina las características del movimiento en las dos direcciones. En dirección N-S la influencia del segundo modo en el comportamiento dinámico de la estructura es relativamente baja, lo que se aprecia observando los desplazamientos y las fuerzas cortantes debidos a él. La contribución del tercer modo es muy escasa (ver columnas de desplazamientos y fuerzas cortantes). La influencia de modos superiores es prácticamente nula y por tanto despreciable. Por otro lado, en dirección E-W la influencia del segundo y tercer modo si es cierto que al parecer también es pequeña, si resulta porcentualmente mayor que en la dirección opuesta. La influencia de los modos superiores resulta también despreciable.

Concluyendo, el primer modo domina en la respuesta dinámica de la estructura, aunque no deja de existir cierta influencia del segundo y tercer modos, sobre todo del segundo modo.

En la tabla 10 se hace una comparación entre las fuerzas cortantes de entrepiso dinámicas y las estáticas, así como entre los momentos de volteo dinámicos y estáticos; en ambas direcciones, resultando ser siempre menores los dinámicos. En dirección N-S, existe una buena correlación entre los resultados arrojados tanto por el análisis dinámico como por el estático. La amplificación estática es bastante uniforme en todos los entrepisos, teniéndose en promedio un 26% de amplificación, con amplificaciones máxima del 30% y mínima del 18%; y una desviación estándar del 3%. El momento de volteo estático en el apoyo es aproximadamente un 29% mayor que el dinámico.

En dirección E-W, la correlación no es muy buena. La amplificación estática es bastante dispereja en los entrepisos; se tiene en promedio un 31% de amplificación, pero ahora con amplificación máxima del 46% y mínima del 5% (un rango bastante

amplio) con una desviación estándar alta del 12%. El momento de volteo estático en la base es en este caso aproximadamente mayor en un 38% que el dinámico.

Dados los resultados se observa que en dirección N-S efectivamente el primer modo domina la respuesta de la estructura, ya que el análisis estático se fundamenta en las características de desplazamientos de dicho modo y se tiene en este caso una correlación muy uniforme, donde sólo existe una desviación del 3%, la que indica que la influencia de otros modos es mínima. Sin embargo en dirección E-W, aunque domina el primer modo, la influencia de otros modos, sobre todo del segundo, no es despreciable, puesto que se tiene una correlación pobre, con el 12% de desviación, que ya pinta. Resumiendo, la influencia del segundo modo ( y quizá también el tercero ) afecta principalmente a la estructura en dirección E-W, lo que se sentía, pero no se podía afirmar categóricamente de la observación de la tabla 9.

Asimismo se confirma que la estructura es más rígida en dirección N-S que en dirección E-W, sobre todo en los primeros 10 entresijos, ya que los cortantes dinámicos actuantes son mayores en tal dirección. En cuanto a esto, conviene recordar los resultados mostrados en la tabla 6, y que son las rigideces del edificio en ambas direcciones fruto del análisis estático, en la cual aparece que la estructura es más rígida en la dirección N-S, pero a partir del segundo entresijo; ya que en el primero lo era en dirección E-W, lo que se opone en cierta forma a lo escrito anteriormente; dado que se dice que en dirección E-W la estructura es más rígida que en la dirección N-S en el nivel inferior, y no en los niveles superiores. Esta discrepancia se debe a que, como ya se ha dicho, el análisis estático se basa en las características del primer modo de vibración, pero al realizar el análisis dinámico se pudo observar que la influencia del segundo modo afecta principalmente a la estructura en dirección E-W y tomando en consideración ello, es hasta cierto punto lógico que en esa dirección resulte menos rígida en los niveles inferiores y más rígida en los niveles superiores, en comparación con la dirección opuesta, dadas las características de movimiento del segundo modo, y recordando que la respuesta dinámica de una estructura está dada por la suma de las características que le confieren cada uno de sus modos de vibración, lo que no toma en cuenta el análisis estático. No obstante ello, los dos criterios concluyen lo mismo, se posee una mayor rigidez en dirección N-S.

Por último, la tabla 11 presenta los cortantes y los desplazamientos relativos máximos en los marcos de los ejes A y E, 1 y 10, y 2 y 9; obtenidos del análisis estático realizado con el método descrito al principio de este capítulo. Se escogieron estos marcos por las siguientes razones. Los marcos de los ejes A y E por ser los más rígidos del sistema y por tratarse de los macromarcos propiamente dichos. Los de los ejes 1 y 10 por ser marcos exteriores y poseer también una buena rigidez. Los marcos de los ejes 2 y 9, por ser los que poseen a los muros de cortante más típicos del sistema.

En los marcos de los ejes A y E, lo más importante que se observa es que la influencia de la torsión en los desplazamientos teóricos sufridos por los mismos es muy pequeña. En contraste, se observa que en los otros marcos los desplazamientos relativos debidos a torsión son de cierta consideración, sobre todo para los marcos exteriores de los ejes 1 y 10. Esto se debe sin duda al incremento señalado por el reglamento, ya que teóricamente no existe excentricidad en el edificio en dirección E-W, pero para un sismo actuando en esa dirección, la dimensión perpendicular en planta es muy grande y por ello la excentricidad incrementada por el reglamento no resulta pequeña ( $E(x)$ ). ambos aspectos pueden verse en la tabla 7.

En cuanto a la magnitud de los desplazamientos, ya se ha hablado de ello anteriormente.

En las figuras 40 a 45 se presentan los momentos flexionantes actuantes en los "nudos", por así decirlo, para los marcos considerados en la tabla 11. De la figura 40 a 42 son los resultados debidos al análisis estático y de las figuras 43 a 45 los debidos al análisis dinámico. Obsérvese que checa el equilibrio. La relación guardada entre los valores de los momentos de los momentos estáticos y los dinámicos es paralela a la existente entre los cortantes de entrepisos, mostrada en la tabla 10.

En las figuras 40 y 43 se encuentran los momentos flexionantes actuantes en los "nudos" (estáticos y dinámicos, respectivamente) en los marcos de los ejes A y E. Las características de flexión a que se ven sujetos los elementos verticales del marco son muy complejas, por ejemplo, en el primer entrepiso todos los elementos verticales se deforman en curvatura simple, pero en los demás entrepisos se alternan curvaturas simples y dobles. En los elementos verticales de los ejes exteriores (1 y 10) se alternan indistintamente (7 curvaturas simples, 6 dobles),

TABLA 5

## RIGIDECES LOS MARCOS

ENTREPISO	FUERZA CORTANTE ESTÁTICA (TON)	RIGIDECES DE MARCOS (TON / CM)							
		DIRECCION E - W					DIRECCION N - S		
		EJES 1 y 10	EJES 2 y 9	EJES 3 y 8	EJES 4 y 7	EJES 5 y 6	EJES A y E	B y D	C
1	1575.58	616.2	446.5	844.8	51.8	518.2	1147.2	43.7	1019.9
2	1552.83	413.3	300.4	577.0	36.7	352.2	1103.6	36.2	852.7
3	1515.46	294.0	216.8	414.0	27.8	256.3	1047.2	31.1	664.7
4	1563.46	230.8	173.0	327.3	23.2	206.0	806.7	28.8	561.5
5	1496.84	190.7	145.4	272.2	20.5	174.5	815.5	27.7	496.4
6	1415.60	162.1	125.8	232.9	18.5	151.9	844.3	27.1	451.5
7	1319.73	139.8	110.4	202.2	16.9	134.4	703.5	26.8	211.1
8	1209.24	121.2	97.4	176.3	15.7	119.5	736.6	26.5	156.8
9	1084.12	104.5	85.5	153.0	14.5	105.8	762.0	26.3	140.5
10	944.38	88.8	73.9	130.7	13.2	92.2	642.8	26.1	119.6
11	790.01	73.2	61.9	108.3	11.7	77.9	660.8	25.5	106.6
12	621.02	57.1	49.0	85.0	9.8	62.3	635.0	24.4	92.5
13	437.41	40.2	34.9	60.0	7.3	44.7	476.3	21.6	68.9
14	239.17	22.0	19.3	33.0	4.2	24.9	341.8	15.0	47.3

\* Valores Máximos

**TABLA 6**  
**RIGIDEZES TOTALES DEL EDIFICIO Y DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS Y MINIMOS**  
**SEGUN LAS DIRECCIONES PRINCIPALES**

ENTREPISO	RIGIDEZ DIRECCION N-S (Ton/cm)	RIGIDEZ DIRECCION E-W (Ton/cm)	$\delta/Q$		PSI/Q	
			DIR N-S (cm)	DIR E-W (cm)	DIR N-S (RAD)	DIR E-W (RAD)
1	3842.10	4955.00*	0.4361	0.3382	0.00104	0.00081
2	3627.90	3359.20	0.4556	0.4920	0.00169	0.00182
3	3240.10	2417.80	0.4986	0.6682	0.00185	0.00247
4	2503.80	1920.80	0.6244	0.8140	0.00231	0.00301
5	2384.50	1606.60	0.6277	0.9317	0.00233	0.00345
6	2368.20	1382.40	0.5978	1.0240	0.00221	0.00379
7	1777.70	1207.40	0.7424*	1.0930	0.00275*	0.00405
8	1813.50	1060.20	0.6668	1.1406	0.00247	0.00422
9	1834.40	926.60	0.5910	1.1700	0.00219	0.00433
10	1529.50	797.60	0.6174	1.1840	0.00229	0.00439*
11	1562.90	666.00	0.5055	1.1862*	0.00187	0.00439*
12	1481.40	526.40	0.4192	1.1798	0.00155	0.00437
13	1105.10	374.20	0.3958	1.1689	0.00147	0.00433
14	791.20	206.80	0.3023	1.1569	0.00112	0.00428

\* Valores Maximos

= desplazamiento relativo entre entrepisos

TABLA 7

## TORSION ESTATICA DEL EDIFICIO

ENTREPISO	XT (cm)	YT (cm)	EY (cm)	EY(1) (cm)	EY(2) (cm)	EX (cm)	EX(1) (cm)	EX(2) (cm)
1	2655.0	636.7	- 11.7	- 148.5	119.3	- 0.0	- 534.0	534.0
2	2655.0	630.5	- 5.5	- 139.2	125.5	0.0	- 534.0	+ 534.0
3	2655.0	628.7	- 3.7	- 136.6	127.3	- 0.0	- 534.0	534.0
4	2655.0	633.6	- 8.6	- 143.9	122.4	- 0.0	- 534.0	534.0
5	2655.0	625.9	- 0.9	- 132.3	130.1	0.0	- 534.0	+ 534.0
6	2655.0	625.5	- 0.5	- 131.8	130.5	- 0.0	- 534.0	534.0
7	2655.0	628.6	- 3.6	- 136.4	127.4	- 0.0	- 534.0	534.0
8	2655.0	625.3	- 0.3	- 131.4	130.7	0.0	- 534.0	+ 534.0
9	2655.0	625.0	- 0.0	- 131.0	131.0	- 0.0	- 534.0	534.0
10	2655.0	627.3	- 2.3	- 134.4	128.7	0.0	- 534.0	+ 534.0
11	2655.0	625.0	0.0	- 131.0	131.1	- 0.0	- 534.0	534.0
12	2655.0	624.8	0.2	- 130.8	131.3	- 0.0	- 534.0	534.0
13	2655.0	626.0	- 1.0	- 132.5	130.0	0.0	- 534.0	+ 534.0
14	2655.0	624.8	0.2	- 130.8	131.3	0.0	- 534.0	+ 534.0

TABLA 8

## RESULTADOS ANALISIS DINAMICO. PERIODOS DE VIBRACION

MODO	DIRECCION N-S			DIRECCION E-W		
	PERIODO (SEG)	COEF. A	ACELERACION (cm/g)	PERIODO - (SEG)	COEF. A	ACELERACION (cm/s <sup>2</sup> )
1	1.14*	1.000	392.00	1.45*	1.000	392.00
2	0.42	0.645	253.00	0.61	0.818	320.79
3	0.27	0.499	195.78	0.39	0.611	239.58
4	0.19	0.433	169.56	0.28	0.514	201.65
5	0.15	0.393	154.18	0.22	0.459	179.89
6	0.13	0.372	145.76	0.18	0.423	165.82
7	0.11	0.354	138.92	0.16	0.398	155.88
8	0.10	0.342	134.25	0.14	0.379	148.43
9	0.09	0.333	130.58	0.12	0.364	142.56
10	0.08	0.327	128.10	0.11	0.351	137.72
11	0.076	0.321	125.76	0.10	0.341	133.49
12	0.071	0.317	124.12	0.09	0.330	129.42
13	0.064	0.310	121.59	0.07	0.319	124.94
14	0.055	0.301	118.18	0.06	0.304	119.01

\*Período fundamental de vibración

TABLA 9 -- RESULTADOS ANALISIS MODAL  
(PRIMEROS 3 MODOS NORMALIZADOS)

PISO	D I R E C C I O N N - S								
	PRIMER MODO			SEGUNDO MODO			TERCER MODO		
	DESPLAZAMIENTO (cm)	FUERZA SISMICA (ton)	FZA.CORTANTE (ton)	DESPLAZ.	FZA.SISMICA	FZA.CORTANTE	DESPL.	FUERZA SISMICA	FUERZA CORTANTE
1	0.33	9.13	1270.08	0.05	9.91	188.82	0.02	9.39	71.21
2	0.68	18.74	1261.71	0.10	19.85	178.92	0.04	18.02	61.83
3	1.06	29.33	1242.97	0.15	29.74	159.07	0.05	24.86	43.81
4	1.55	42.72	1213.64	0.20	40.15	129.33	0.06	28.69	18.95
5	2.04	56.28	1170.92	0.24	47.69	89.18	0.05	26.63	- 9.75
6	2.51	69.28	1114.64	0.25	51.22	41.49	0.04	18.85	36.38
7	3.10	85.52	1045.37	0.25	50.12	- 9.75	0.01	3.12	- 55.22
8	3.63	100.13	959.85	0.22	43.47	- 59.85	- 0.03	-13.18	- 58.34
9	4.09	113.08	859.72	0.16	32.11	- 103.31	- 0.05	-25.64	- 45.16
10	4.58	126.56	746.64	0.07	15.27	- 135.43	- 0.06	-32.11	- 19.52
11	4.98	137.52	620.08	- 0.02	- 5.84	- 149.70	- 0.06	-28.03	- 12.59
12	5.31	146.51	482.57	- 0.12	- 24.72	- 144.66	- 0.03	-14.14	- 40.62
13	5.61	154.91	336.06	- 0.23	- 46.60	- 119.94	0.02	10.95	54.76
14	5.84	181.16	181.16	- 0.32	- 73.35	- 73.35	0.08	43.81	43.81

PISO	D I R E C C I O N E - W								
	PRIMER MODO			SEGUNDO MODO			TERCER MODO		
	DESPLAZAMIENTO	FUERZA SISMICA	FZA.CORTANTE	DESPLAZ.	FZA.SISMICA	FZA.CORTANTE	DESPL.	FUERZA SISMICA	FUERZA CORTANTE
1	0.23	3.87	1122.54	0.04	4.25	215.89	0.02	4.65	95.34
2	0.56	9.55	1118.67	0.11	10.40	211.64	0.05	11.17	90.69
3	1.02	17.38	1109.12	0.19	18.52	201.24	0.08	19.11	79.52
4	1.59	27.09	1091.73	0.28	27.80	182.72	0.11	26.71	60.41
5	2.25	38.40	1064.64	0.38	37.20	154.93	0.13	31.78	33.70
6	2.99	51.07	1026.24	0.47	45.51	117.72	0.13	32.11	1.92
7	3.80	64.86	975.17	0.53	51.35	72.21	0.11	26.07	- 30.19
8	4.66	79.52	910.31	0.55	53.27	20.87	0.05	13.25	- 56.26
9	5.55	94.83	830.78	0.51	49.86	- 32.40	- 0.02	- 4.87	- 69.52
10	6.48	110.58	735.96	0.41	39.79	- 82.25	- 0.10	-24.45	- 64.65
11	7.42	126.64	625.38	0.22	21.92	- 122.05	- 0.16	-39.03	- 40.20
12	8.36	142.79	498.77	- 0.05	- 4.76	- 143.97	- 0.16	-39.57	- 1.18
13	9.32	159.03	355.98	- 0.42	- 44.05	- 139.20	- 0.06	-14.78	38.39
14	10.27	196.95	196.95	- 0.90	- 92.15	- 98.15	0.20	53.18	53.18

TABLA 10

ENTREPISO	CORTANTES DINAMICOS ( $V_D$ ) (Ton)		CORTANTE ESTATICO (VE) (TON) AMBA: DIRECCIONES	RELACION $V_E/V_D$	
	DIRECCION N-S	DIRECCION E-W		DIR. N-S	DIR. E-W
1	1287.64	1149.52	1675.58	1.30	1.46
2	1276.25	1143.88	1652.83	1.30	1.44
3	1254.00	1130.93	1615.46	1.29	1.43
4	1220.91	1108.95	1563.46	1.28	1.41
5	1174.88	1076.84	1496.84	1.27	1.39
6	1116.58	1033.06	1415.60	1.27	1.37
7	1047.28	979.50	1319.73	1.26	1.35
8	963.74	913.34	1209.24	1.25	1.32
9	867.47	835.00	1084.12	1.25	1.30
10	759.80	743.97	944.38	1.24	1.27
11	638.79	639.58	790.01	1.24	1.24
12	505.91	520.67	621.02	1.23	1.19
13	361.68	385.14	437.41	1.21	1.14
14	202.93	228.37	239.17	1.18	1.05
			MEDIA	1.26	1.31
			DESV. EST.	0.03	0.12

MOMENTOS DE VOLTEO	DINAMICO (ton/m)	ESTATICO (ton/cm)	RELACION MD/ME
DIRECCION N-S	35676.8	45899.9	1.29
DIRECCION E-W	33231.1	45899.9	1.38

TABLA 11

CORTANTES Y DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS MÁXIMOS EN ALGUNOS MARCOS

ENTREPISO	MARCO EJES A Y F				MARCO EJES 1 Y 10				MARCO EJES 2 y 9			
	V MAX ton	ΔMAX cm	ΔDIRECTO cm	ΔTORSION cm	V MAX ton	ΔMAX cm	ΔDIRECTO cm	ΔTORSION cm	V MAX ton	ΔMAX cm	ΔDIRECTO cm	ΔTORSION cm
1	508.71	0.44	0.44	0.01	295.81	0.48	0.34	0.14	199.31	0.45	0.34	0.11
2	515.08	0.47	0.46	0.01	287.24	0.69	0.49	0.20	194.31	0.65	0.49	0.15
3	537.93	0.51	0.50	0.02	276.00	0.94	0.67	0.27	189.60	0.87	0.67	0.21
4	518.01	0.64	0.62	0.02	264.59	1.15	0.81	0.33	184.68	1.07	0.81	0.25
5	529.45	0.65	0.63	0.02	249.23	1.31	0.93	0.38	177.08	1.22	0.93	0.29
6	524.35	0.62	0.60	0.02	231.68	1.43	1.02	0.41	167.70	1.33	1.02	0.31
7	539.45	0.77	0.74	0.02	213.99	1.53	1.09	0.44	157.52	1.43	1.09	0.33
8	510.47	0.69	0.67	0.03	192.53	1.59	1.14	0.45	144.37	1.48	1.14	0.34
9	470.12	0.62	0.59	0.03	169.26	1.62	1.17	0.45	129.36	1.51	1.17	0.34
10	413.58	0.64	0.62	0.03	145.92	1.64	1.18	0.46	113.38	1.53	1.18	0.35
11	351.00	0.53	0.51	0.03	119.38	1.63	1.19	0.44	94.42	1.53	1.19	0.34
12	281.85	0.44	0.42	0.03	91.67	1.61	1.18	0.43	73.72	1.50	1.18	0.32
13	199.91	0.42	0.40	0.02	63.78	1.59	1.17	0.42	51.92	1.49	1.17	0.32
14	110.96	0.32	0.30	0.02	33.93	1.54	1.16	0.39	28.00	1.45	1.16	0.29

$\delta = \frac{\text{Desplazamiento relativo}}{Q}$

V MAX = Cortante Máximo

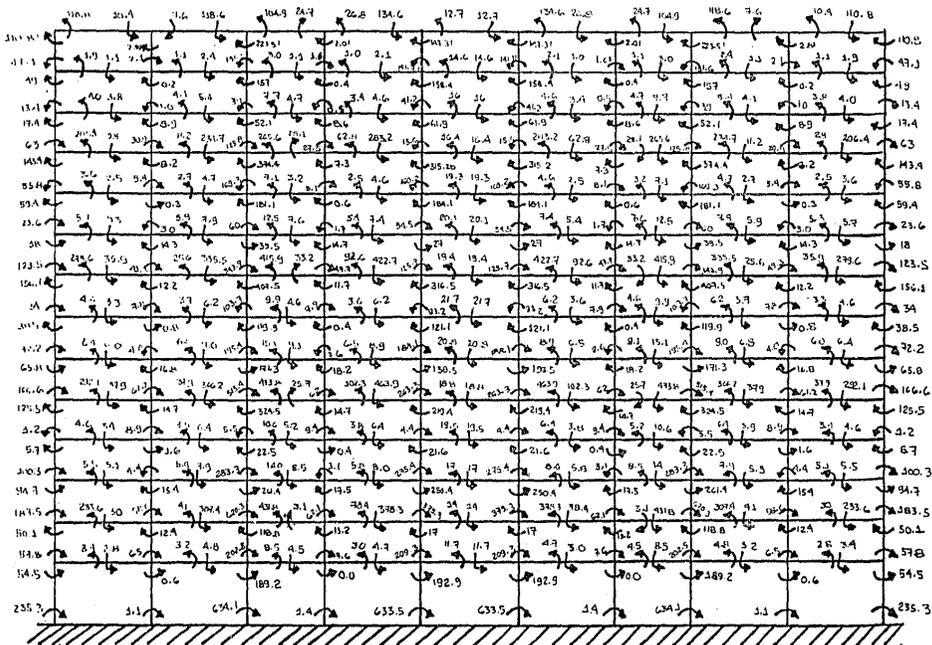


FIG. 40.- Momentos flexionantes estáticos actuantes en los "nudos"  
Marcos A y F. (Ton. m)

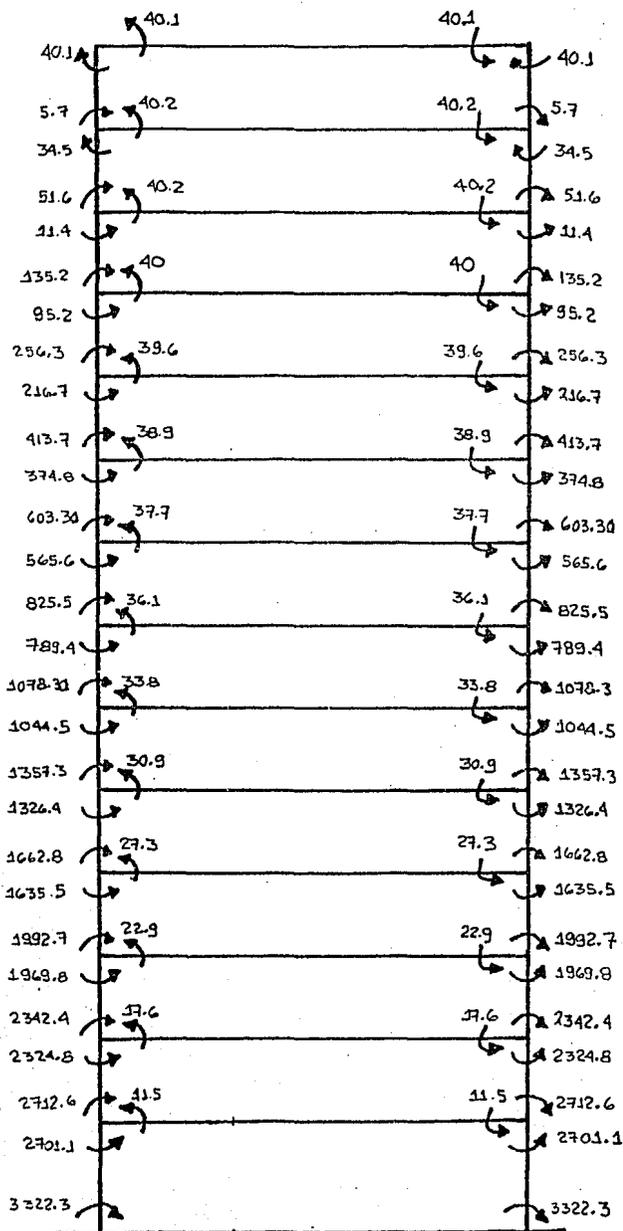


FIG. 41.- Momentos flexionantes estaticos actuantes en los "nudos". Marcos I y 10. (Ton.m)

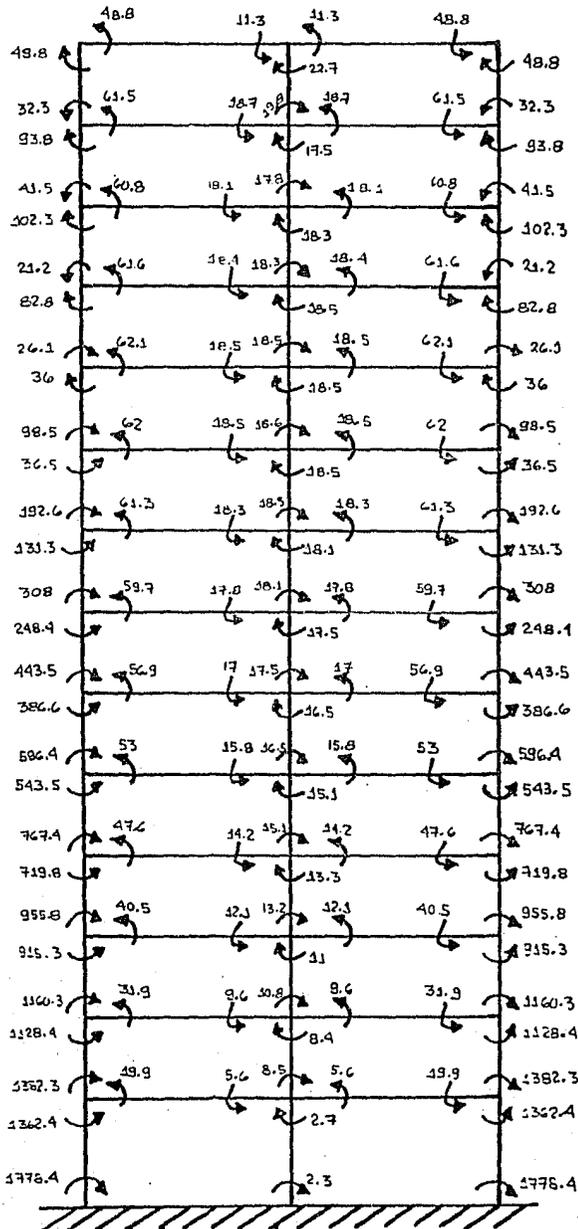


FIG. 42.- Momentos flexionantes estáticos actuantes en los "nudos". Marcos 2 y 9. (Ton.m)

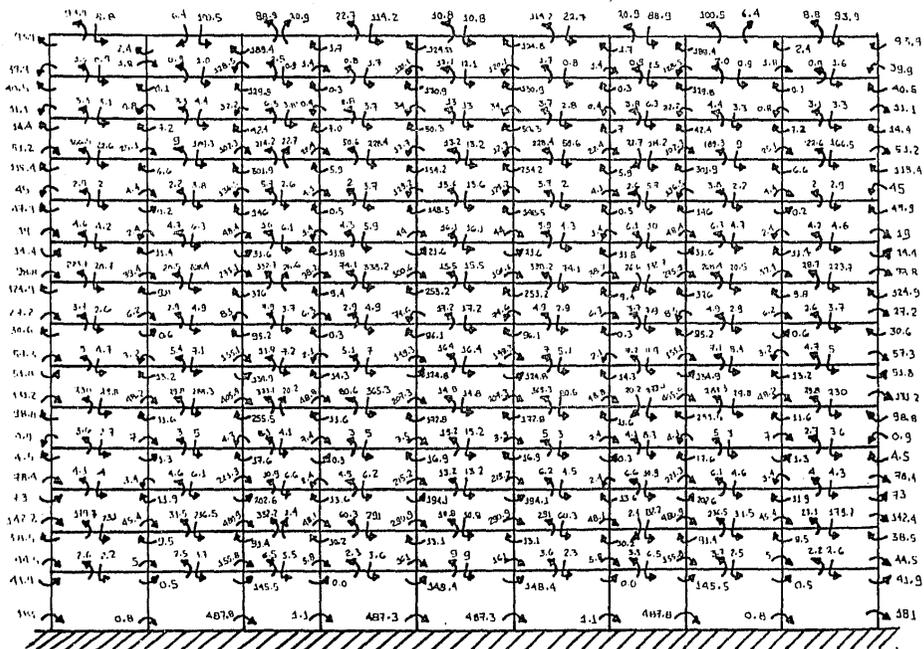


FIG. 43.- Momentos flexionantes dinámicos actuantes en los "nudos"  
Marcos Ejes A y E. (Ton.m)

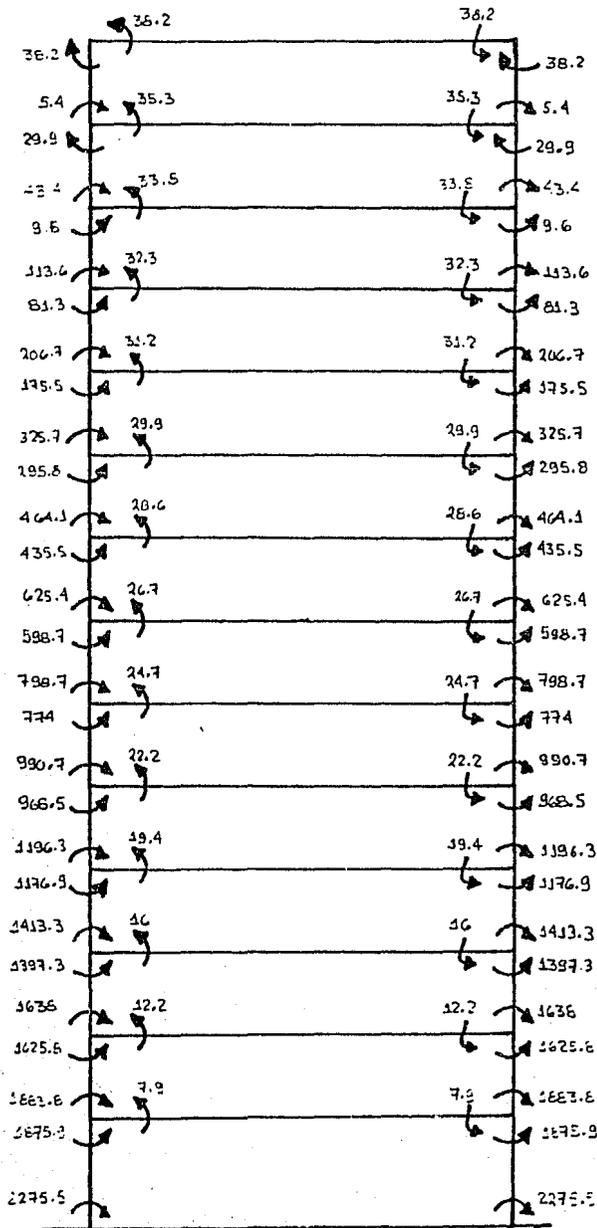


FIG. 44.- Momentos flexionantes dinámicos actuantes en los "nudos". Marcos Ejes I y IO. (Ton.m)

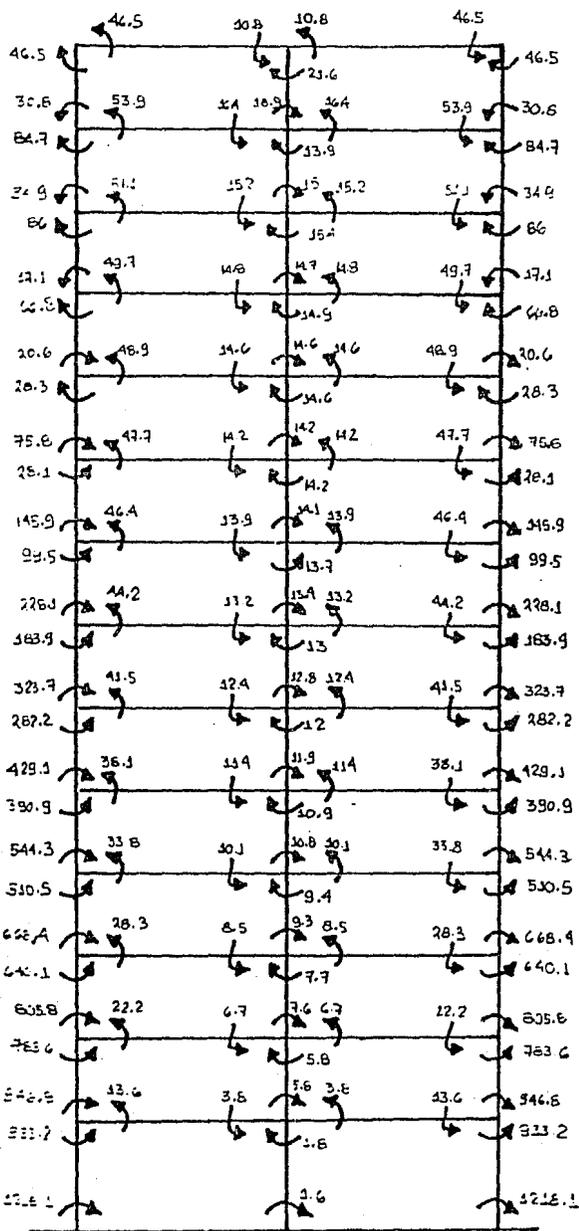


FIG. 45.- Momentos flexionantes dinámicos actuantes en los "nudos". Marcos Ejes 2 y 9 (Ton.m)

en cambio en los ejes 2 y 9 se deforman prácticamente en curvatura doble (12 dobles, 1 sencilla). En los ejes 3 y 8 predomina la curvatura simple (8 vs 5), mientras que en los ejes 4 y 7 predomina la curvatura doble (10 vs 3). Por último en los ejes centrales (5 y 6) predomina la curvatura doble (8 vs 5). En total, de los 140 elementos verticales, 64 se deforman en curvatura simple y 76 en curvatura doble.

Esto indica que el macromarco tiene un comportamiento complejo, pues funciona como una especie de marco-muro de rigidez, es decir, tiene un comportamiento mixto. En cuanto a los elementos horizontales, éstos predominantemente se deforman en curvatura doble. Se puede apreciar de igual manera, auxiliándose con la fig. 37, que los momentos actuantes máximos se encuentran en los niveles y entresijos adyacentes a donde se localizan las trabes de liga de los macromarcos y en los apoyos, como era de esperarse.

En las figuras 41 y 44 se presenta lo anterior, pero para los marcos exteriores de los ejes 1 y 10. Aquí se observa que los elementos verticales (muros) se deforman primordialmente en curvatura simple, sólo deformándose en curvatura doble en los últimos dos pisos. Todos los elementos horizontales se deforman en curvatura doble. Lo primero puede deberse a varios factores como son la influencia del macro marco de los ejes A y E, alguna influencia del segundo modo de vibración, a una incipiente manifestación del efecto de cortante negativo de los muros en los niveles superiores, etc. Lo más seguro es que quien sabe.

En las figuras 42 y 45 se presentan los resultados para los marcos de los ejes 2 y 9. Aquí se aprecia que los elementos verticales exteriores, que son muros, tienden a deformarse en curvatura simple, salvo en los niveles 10 y 11, que lo hacen en curvatura doble. Lo más interesante del caso es que del nivel 12 al 14 se deforman en curvatura simple, pero en sentido contrario a la de los pisos inferiores. En mi opinión esto muestra claramente que la influencia del segundo modo de vibración en este marco es muy grande, ya que la elástica descrita así lo hace suponer. El elemento vertical central se deforma siempre en curvatura doble, así como los elementos horizontales.

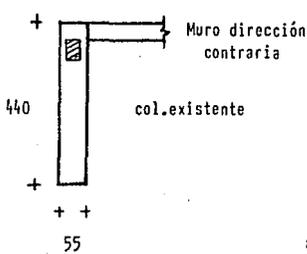
En base a los resultados obtenidos del análisis dinámico se procedió a revisar que las dimensiones supuestas de los elementos adicionales que forman parte de la restructuración fueran las correctas como para soportar los esfuerzos a que se verán sometidos, así como para su diseño.

Se utilizó para ello un criterio de dimensionamiento por resistencia, conforme al reglamento y a las normas de emergencia vigentes. A continuación y a manera ilustrativa, se presenta el diseño de un muro cortante (muro del tercer entreciso, marcos ejes 1 y 10), basado en un procedimiento recomendado en la referencia 14; así como el de una trabe del macromarco (trabe del quinto piso, entre los ejes 4 y 5 ), para la cual se consideraron los elementos mecánicos actuantes a paños, por razones obvias.

Se presentan asimismo al final del capítulo algunos de los planos estructurales elaborados para la ejecución de esta restructuración.

## DISEÑO DE UN MURO DE CORTANTE

### Muro tercer entrepiso marcc ejes 1 y 10



#### Datos (Análisis Dinámico)

Ms = 1397.3 Ton·m	f'c = 300 Kg/cm <sup>2</sup>
ML = 1638 Ton·m	fy = 4200 kg/cm <sup>2</sup>
V = 96.50 Ton	Varillas # 12
P = 69.01 Ton	

#### a) Diseño por flexocompresión

Se diseñará con los elementos mecánicos resultantes del análisis dinámico.

$$Mu_{\max} = MD \text{ F.C} = 1638 \text{ (1.1)} \quad Mu_{\max} = 1801.85 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$P_{\max} = 69.01 \text{ (1.1)} \quad P_{\max} = 75.91 \text{ ton}$$

$$f^*c = 0.8 \text{ (300)} \quad f^*c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 \text{ (240)} \quad f''c = 204 \text{ kg/cm}^2$$

Se concentrará el refuerzo en los extremos del muro, en el resto se colocará sólo refuerzo por temperatura ( o por cortante, según corresponda) el cual, por ser de menor cuantía y por tener menos brazo de palanca, no se considera en la estimación de la resistencia.

Como primera aproximación se empleará la fórmula

$$Mu = F_R \left[ As \cdot fy \cdot d' + 0.5 \cdot PuL \left( 1 - \frac{Pu}{L \cdot f''c} \right) \right] \quad \dots a)$$

Según 4.5.3. Art 401 I.I (ref 12), para  $\frac{H}{L} \leq 1.2$ , el refuerzo debe concentrarse a una distancia:  $0.2L - 0.1H$   $0.4H$

$$\frac{H}{L} = \frac{270}{440} = 0.61 < 1.2$$

$$0.2L - 0.1H = 0.2 (440) - 0.1 (270) = 61 \text{ cm} < 108 \text{ cm.}$$

Por comodidad, se considerará que el refuerzo se concentrará en una longitud de 70 cm en ambos extremos del muro.

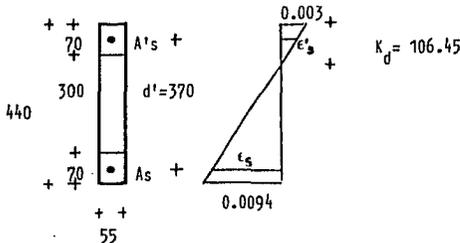


Diagrama de Deformaciones

Considerando  $F_R = 0.6$  (Normas de Emergencia, ref. 15) por considerarse que el muro en conjunto fallará por tensión y porque en los extremos se colocará refuerzo de confinamiento, despejando  $A_s$  de a) se tiene:

$$A_s = \frac{M_u / F_R - 0.5 P_u L (1 - P_u / L t f''c)}{f_y d'}$$

$$A_s = \frac{1801.85 \times 10^5}{0.6} - 0.5 (75.91 \times 10^3) (440) \left( 1 - \frac{75.91 \times 10^3}{(440)(55)(204)} \right)$$

$$4200 (370)$$

$$A_s = 182.67 \text{ cm}^2$$

$\therefore \Rightarrow$  Se proponen 16 # 12 ;  $A_s = 182.40 \text{ cm}^2$

Comprobemos la resistencia por un método más preciso. De acuerdo con el croquis anterior, la resistencia del muro a carga axial es:

$$P_u = F_R \left[ 55(70) + 55 (0.8Kd - 70) f''c + A's f_s - A_s f_s \right]$$

Como ambos refuerzos son iguales y están fluyendo, se tiene:

$$P_u = F_R \left[ 55(70) + 55 (0.8Kd - 70) (204) \right] = 75\ 910$$

Si  $F_R = 0.60$  por tanto  $Kd = 106.45 \text{ cm}$

Comprobando que ambos refuerzos fluyan

$$106.45 - 0.003 \quad \epsilon_s' = 0.0021 > 0.002$$

$$71.45 - \epsilon_s'$$

$$106.45 - 0.003 \quad \epsilon_s = 0.0084 > 0.002$$

$$298.55 - \epsilon_s$$

Por lo tanto flúyen

Además se observa que la falla del conjunto es por tensión ya que la deformación del extremo correspondiente es  $0.0094 > 0.002$ .

Tomando momentos con respecto al centro de la sección se tiene:

$$\begin{aligned}\frac{M_u}{F_R} &= 182.4 (4200)(370) + 55 (70) (204) (185) + (0.8Kd-70)(55)(204)(185-0.4Kd) \\ &= (2834.50+1056.72+176.20) \times 10^5 \\ \mu &= 0.6 (4067.41) \qquad \mu = 2440.45 \text{ Ton}\cdot\text{m} > 1801.85 \text{ Ton}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

Refinando más el cálculo, manteniendo iguales entre sí a las áreas de acero  $A_s$  y  $A's$ , la carga axial resistente no cambia, tampoco  $Kd$ , ni la contribución del concreto al momento resistente, por lo que podemos reducir el refuerzo como sigue:

$$\text{Contribución del refuerzo} = 1801.85 - (1056.72+176.20)(0.60) = 1062.10 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$F_R A_s f_y d' = 1062.10 \times 10^5 \qquad A_s = \frac{1062.10 \times 10^5}{0.6 (4200) (370)}$$

$$A_s = 113.91 \text{ cm}^2 \qquad \underline{A_s = 10\#12 \quad A_s = 114 \text{ cm}^2}$$

Revisando el porcentaje de refuerzo en cada extremo

$$p = \frac{114}{40(70)} \qquad p = 0.041 < 0.06 \text{ máximo recomendado}$$

La cuantía total de refuerzo para resistir los efectos sísmicos es:

$$\frac{A_s + A's}{A \text{ muro}} = \frac{2(114)}{55(440)} = 0.0084 > 0.0075$$

Por tanto se necesita refuerzo especial para el confinamiento en los extremos, cuya cuantía debe ser

$$\begin{aligned}p' &= 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \qquad \frac{f'_c}{f_y} \\ &= 0.45 \left( \frac{70 \times 55}{3736} - 1 \right) \frac{300}{4200} \geq 0.12 \qquad \frac{300}{4200}\end{aligned}$$

$$p' = 0.0010 < 0.0086 \qquad p' = 0.0086$$

En columnas con estribos

$$p' = \frac{As}{0.75 L_h S_h}$$

Suponiendo E#4 2 ramas, y como  $L_h = 55-30-2(4)=17$

$$S_h = \frac{(2)(1.27)}{0.75(17)(0.0086)} \quad S_h = 23.16 \text{ cm}$$

E# 4 a  $\varnothing$  20 cm, se colocarán en toda la altura del entrepiso.

b) Diseño por Cortante

$$V_u = 96.50 (1.1)$$

$$V_u = 106.15 \text{ ton}$$

$$\frac{M_u}{V_u} = \frac{1801.85}{106.15(4.40)} = 3.86 > 1.5$$

$$P = \frac{As}{t'd} = \frac{114}{20(410)} = 0.0139 > 0.01 \quad t' = \text{Espesor promedio considerando que va a existir un muro no estructural ensandwichado.}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_R t' d \sqrt{f'c}$$

$$V_{cr} = 0.5 (0.8) (20) (410) \sqrt{240} \quad V_{cr} = 50.81 \text{ ton}$$

$V_u > V_{cr} \therefore$  se requiere refuerzo por cortante

\* La cuantía de refuerzo horizontal  $Ph$ , puede ser

$$Ph \gg \frac{V_u - V_{cr}}{F_R f_y d t} \quad \text{ó} \quad Ph \gg P_{temp.} \quad \text{ó} \quad Ph \gg P_{min} = 0.0025$$

$$Ph = \frac{(106.15 - 50.81) \times 10^3}{0.8(4200)(410)(20)} \quad Ph = 0.002$$

$$P_t = 0.002 \text{ según 3.10 ref 12 )}$$

$$Ph = 0.0025$$

$$Ph = \frac{A_{vh}}{t_{sh}}$$

$$Sh = \frac{A_{vh}}{t_{ph}}$$

Sean # 3, 2 lechos

$$Sh = \frac{2(0.71)}{20(0.0025)} = 28.4 \text{ cm.} \quad \# 3 \quad 2 \text{ lechos } \varnothing 25 \text{ cm}$$

\* La cuantía de Refuerzo vertical,  $P_v$ , puede ser

$$P_v \geq 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H}{L} \right) (P_h - 0.0025)$$

$$P_v \geq P_{\min} = 0.0025$$

$$P_v \geq P_{\text{tem}} = 0.002$$

$$P_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - 0.61) (0.0025 - 0.0025)$$

$$P_v = 0.0025$$

$$P_v = P_h \quad \# 3 \quad 2 \text{ lechos} \quad 25 \text{ cm.}$$

Este sería el armado necesario para el muro. Sin embargo en la práctica por comodidad se diseña cada 2 ó 3 niveles y con los elementos mecánicos más desfavorables. Por tanto, el armado de este muro será igual al de P.B. y que es

12 vs # 12 flexión

E # 4  $\varnothing$  20 cm refuerzo de confinamiento

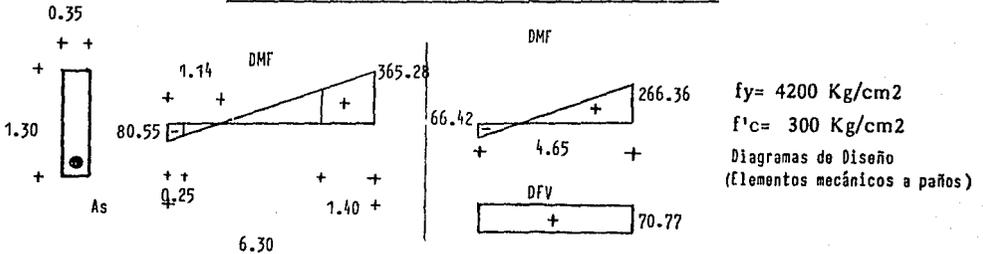
Cortante Refuerzo horizontal y vertical # 3 2 lechos  $\varnothing$  20 cm

# 4 2 lechos  $\varnothing$  20 cm

Los detalles de armados de éste y los demás muros se muestran en los planos estructurales correspondientes que se encuentran al final del capítulo.

DISEÑO DE UNA TRABE DEL MARCOMARCO

TRABE ENTRE EJES 4 y 5, QUINTO ENTREFESO



$$M^{(+)}_{\max} = 1.1 (266.36)$$

$$M^{(+)}_{\max} = 293 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M^{(-)}_{\max} = 1.1 (66.42)$$

$$M^{(-)}_{\max} = 73.06 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Diseño Sección  $M^{(+)}_{\max}$  por flexión

$$f^*c = 0.8 (300)$$

$$f^*c = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85(240)$$

$$f''c = 204 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{\max} = 0.75 \frac{f''c}{f_y} \frac{4800}{6000+f_y} = 0.75$$

$$\frac{204}{4200} \frac{4800}{10200} \quad P_{\max} = 0.0171$$

$$q_{\max} = P_{\max} \frac{f_y}{f''c} = 0.0171 \frac{4200}{204}$$

$$q_{\max} = 0.3529$$

$$\text{Sea } r = 15 \text{ cm} \quad d = 115 \text{ cm}$$

$$M_{R\max} = F_R b d^2 f''c q (1-0.5q)$$

$$M_{R\max} = 0.9 (35)(115)^2 (204)(0.3529)(1-0.5(0.3529))$$

$$M_{R\max} = 246.99 \text{ ton}\cdot\text{m} < M_u$$

Se diseña como doblemente armada

$$M_{u1} = 246.99 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

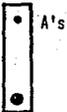
$$A_{s1} = p b d = 0.0171(35)(115)$$

$$A_{s1} = 68.83 \text{ cm}^2$$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 293 - 246.99$$

$$M_{u2} = 46.01 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$A_{s2} = A's = \frac{M_{u2}}{FRY(d-d')}$$



Sea  $d' = 7 \text{ cm}$

$$As_2 = \frac{46.01 \times 10^5}{0.9(4200)(108)}$$

$$As_2 = 11.27 \text{ cm}^2$$

$$As = As_1 + As_2$$

$$As = 80.10 \text{ cm}^2$$

$$As' = As_2$$

$$As' = 11.27 \text{ cm}^2$$

$$\underline{As = 7\#12}$$

$$\underline{As = 79.80 \text{ cm}^2}$$

$$\underline{A's = 4\#6}$$

$$\underline{As = 11.40 \text{ cm}^2}$$

$$P = \frac{79.80}{35(115)}$$

$$P' = \frac{11.40}{35(115)}$$

$$P = 0.0198$$

$$P' = 0.0028$$

$$P - P' \geq \frac{f''c}{fy} \frac{4800}{6000 - fy} \frac{d'}{d}$$

$$0.0170 \geq \frac{204}{4200} \frac{4800}{1800} \frac{7}{115} = 0.0079$$

$0.0170 > 0.0079 \therefore$  fluye el acero de compresión

Disposición del refuerzo transversal

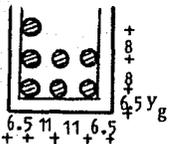
$$\text{Rec} \geq \begin{cases} 1 \text{ cm} \\ \phi = 4 \text{ cm} \checkmark \end{cases}$$

$$\text{Sep} \geq \begin{cases} \phi = 4 \text{ cm} \\ 1.5TMA = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

sep lechos = 2cm

Lecho Inferior

Sean 3 varillas por lecho



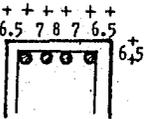
$$y_g = \frac{3(6.5) + 3(14.5) + 1(22.5)}{7}$$

$$y_g = 12.21 \text{ cm}$$

$$\therefore d = 117.79 \text{ cm}$$

Lecho Superior

Sean 4 varillas por lecho



$$y_g = 6.5 \text{ cm}$$

$$\therefore d' = 6.5 \text{ cm}$$

REVISION

$$M_R = F_R \frac{(As - A's)fy(d-a) + A'sfy(d-d')}{2}$$

$$a = \frac{(As - A's) fy}{bf''c} = \frac{(80.10 - 11.27) 4200}{35(204)}$$

$$a = 40.49 \text{ cm}$$

$$M_R = 0.9 \left[ (80.10 - 11.27)4200(117.79 - 40.49/2) + 11.27(4200)(117.79 - 6.5) \right]$$

$$M_R = 301.20 \text{ ton}\cdot\text{m} > 293 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

La sección es correcta

### REFUERZO POR FLEXION

$$A_s = 7\#12$$

$$A's = 4\#6$$

### REFUERZO POR TEMPERATURA

Según RDF-76  $P_t = 0.002$

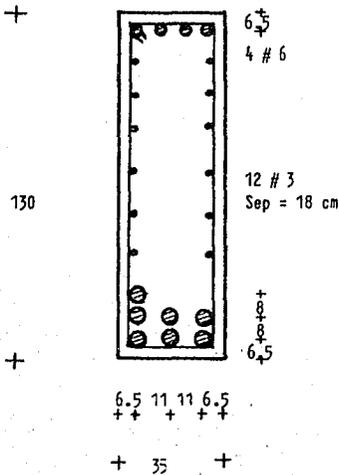
$$A_t = 0.002 (35) (117.79)$$

$$A_t = 8.25 \text{ cm}^2$$

Sean 12#3  $A_s = 8.52 \text{ cm}^2$ ; en 2 lechos

$$S = \frac{1129}{6} = 18.55 \text{ cm}$$

$$6.5 + 8 + 7 + 6 + 5$$



REFUERZO SECCION M(-)máxComo  $M_R \text{ max} > M(-) \text{ máx}$ 

$$q^2 - 2q + \frac{2M(-) \text{ máx}}{F_R b d^2 f''_c} = 0 \quad \begin{array}{l} d' = 6.5 \text{ cm} \\ d = 123.5 \text{ cm} \end{array}$$

$$q^2 - 2q + 0.15 = 0 \quad ; \quad q = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 4(0.15)}}{2} = \frac{2 \pm 1.84}{2} \quad ; \quad q = 0.08$$

$$P = \frac{q f''_c}{f_y} = 0.08 \left( \frac{204}{4200} \right) \quad P = 0.0038$$

$$P_{\text{min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{300}}{4200} \quad P_{\text{min}} = 0.0029$$

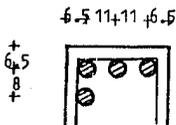
P  $P_{\text{min}}$ 

$$A_s = p b d = 0.0038 (35) (123.5)$$

$$A_s = 16.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4\#8$$

$$A_s = 20.28 \text{ cm}^2$$



$$d' = \frac{3(65) + 1(145)}{4}$$

$$\begin{array}{l} d' = 8.5 \text{ cm} \\ d = 121.5 \text{ cm} \end{array}$$

REVISION

$$M_R = F_R A_s f_y (d - a/2)$$

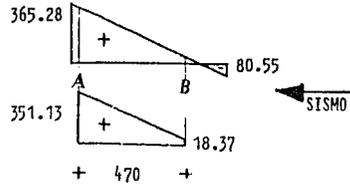
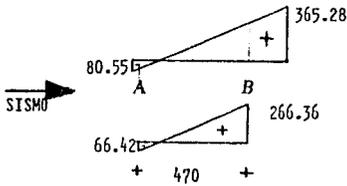
$$a = \frac{A_s f_y}{b f''_c} = \frac{20.28 (4200)}{35 (204)} \quad a = 11.93 \text{ cm}$$

$$M_R = (0.9) 20.28 (4200) (121.5 - 11.93/2) \quad M_R = 88.57 \text{ ton}\cdot\text{m} > 73.06$$

Este será el refuerzo en la sección de M(-)

Longitudes de Anclaje y Desarrollo

Se utilizan para determinar los puntos en que se pueden cortar las varillas de refuerzo principal que ya no sean necesarias para la resistencia a flexión de la sección. Sin embargo por dominar el diseño por sismo, es preferible mantener el mismo refuerzo en toda la sección, ya que al actuar el sismo en sentido contrario en esta misma dirección, la sección de momento positivo máximo se encontrará ahora en el extremo contrario y lo mismo sucederá con la de momento negativo; por tratarse en este caso de un marco simétrico. Por tanto, no hay por qué calcularlas. Ilustrando lo anterior



Por otra parte ahora se ve que nuestro  $M^{(+)}$  max es mayor al que consideramos cuando actúa el sismo en el otro sentido, sin embargo, el valor del momento negativo máximo no cambia. Por tanto, calculamos ahora el refuerzo que requiere esta sección para soportar este  $M^{(+)}$  máximo actuante; y verificaremos que el acero de compresión requerido por la sección sea mayor ó igual al acero de tensión necesario para soportar al  $M^{(-)}$  max.

Por tanto, de lo anteriormente calculado

$$MR_{max} = 246.99 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$Mu = 351.13(1.1) = 386.24 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$MR < Mu$$

Se diseña como doblemente armada

$$As_1 = 68.83 \text{ cm}^2$$

$$Mu_2 = 386.24 - 246.99$$

$$Mu_2 = 139.25 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$As_2 = A's = \frac{Mu_2}{FRfy(d-d')}$$

$$\text{Sea } d' = 10 \text{ cm}$$

$$As_2 = \frac{139.25 \times 10^5}{0.9(4200)(105)}$$

$$As_2 = 35.08 \text{ cm}^2$$

$$As = As_1 + As_2$$

$$As = 103.91 \text{ cm}^2$$

$$A's = As_2$$

$$A's = 35.08 \text{ cm}^2 \text{ (mayor que la necesaria por } M^{(-)})$$

$$\underline{As = 9 \# 12}$$

$$\underline{As = 102.60 \text{ cm}^2}$$

$$\underline{A's = 7 \# 8}$$

$$\underline{A's = 35.49 \text{ cm}^2}$$

$$P = \frac{102.60}{35(115)}$$

$$P' = \frac{35.49}{35(115)}$$

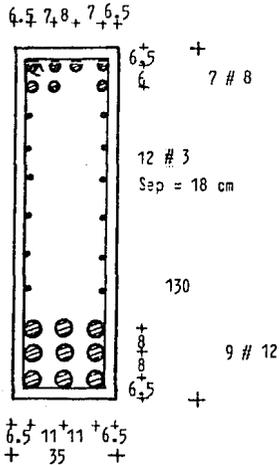
$$P = 0.0255$$

$$P' = 0.0088$$

$$P-P' = 0.0167 > 0.0079$$

∴ fluye el acero de compresión

La sección se encontrará armada en toda su longitud de la siguiente manera:



### REVISION

#### Lecho Inferior

$$Y_G = \frac{3(6.5 + 14.5 + 22.5)}{9} \quad Y_G \text{ 14.5 cm} \\ \therefore d = 115.5 \text{ cm}$$

#### Lecho Superior

$$d' = \frac{4(6.5) + 3(12.5)}{7} \quad d' = 9.07 \text{ cm}$$

$$\therefore a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{b f'_c} = \frac{(102.6 - 35.49) 4200}{35(204)} \quad a = 39.48 \text{ cm}$$

$$MR = FR \left[ (A_s - A'_s) f_y (d - a/2) + A'_s f_y (d - d') \right]$$

$$MR = 0.9 \left[ (102.6 - 35.49)(4200)(115.5 - 39.48/2) + 35.49(4200)(115.5 - 9.07) \right]$$

$$MR = 386.7 \text{ Ton}\cdot\text{m} > M_u = 386.24 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Por tanto, la sección es correcta

### Diseño por Tensión Diagonal

$$V_u = 1.1 (70.77)$$

$$V_u = 77.85 \text{ ton}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{130}{35} = 3.71 < 6$$

$$h = 1.30 > 1 \Rightarrow 20\% \text{ disminución } V_{cr}$$

$$\frac{L}{h} = \frac{350}{130} = 2.69 < 5$$

$$\text{Como } \frac{L}{h} < 4$$

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^*c} (F_A) \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f^*c}$$

$$F_A = 3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \geq 1$$

$$F_A = 3.5 - 2.5 \left( \frac{293}{77.85(1.1779)} \right) = 2.96 < 1$$

$$V_{cR} = \left[ 0.5(0.8)(35)(117.79)\sqrt{240} \right] 0.8 \quad V_{cR} = 20.44 \text{ ton} < V_u$$

$$V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f^*c} = 1.5(0.8)(35)(117.79)\sqrt{240} = 76.64 \text{ ton}$$

$$V_u < 2.5 F_R b d \sqrt{f^*c} = 127.74 \text{ ton}$$

$$\text{Como } 1.5 F_R b d \sqrt{f^*c} < V_u < 2.5 F_R b d \sqrt{f^*c}$$

$$S_1 = \frac{F_R A_v f_{yd}}{V_u - V_{cR}}$$

$$S_2 = \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S_3 = \frac{d}{4}$$

$$S = \text{Min}(S_1, S_2, S_3)$$

Sean E#4 2 ramas

$$(A_v = 2.54 \text{ cm}^2)$$

$$S_1 = \frac{0.8(2.54)(4200)(117.79)}{(77.85 - 20.44) \times 10^3}$$

$$S_1 = 17.50 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{0.8(2.54)(4200)}{3.5(35)}$$

$$S_2 = 69.67 \text{ cm}$$

$$S_3 = \frac{117.79}{4}$$

$$S_3 = 29.45 \text{ cm}$$

Rige  $S_1$  ; por comodidad y seguridad colocaremos

E # 4 2 ramas  $\varnothing 10$  cm

Se realizó la revisión por flecha y por agrietamiento, las cuales fueron satisfechas.  
Por ser muy largas, no se creyó conveniente el publicarlas.

En síntesis, de todas las opciones estudiadas ésta resultó la mejor técnicamente, entre otras, por las siguientes razones:

1.- El sistema propuesto mejora las características de rigidez y resistencia de la estructura en ambas direcciones.

2.-La distribución de las rigideces en el sistema fue más uniforme, por ello no se concentraron drásticamente los esfuerzos en los marcos de un eje en particular. Ello se debe a que ahora más bien se cuenta con todo un sistema de defensa, en ambas direcciones, en contraste con anteriores opciones. Como corolario puede decirse que en esta ocasión los nuevos elementos tienen una adecuada relación entre su rigidez y su resistencia, en todos los casos.

3.- Teóricamente no se deben tener problemas por resonancia, ya que el período fundamental de vibración de la estructura en ambas direcciones es razonablemente inferior al período natural del terreno en que se encuentra desplantada. Todo depende de que la cimentación brinde las condiciones de apoyo que se supusieron en el análisis, de que se respeten los planos estructurales y de que se ejecuten adecuadamente las conexiones, así como se resuelvan favorablemente todas las demás incertidumbres que pudieran influir.

4.- Teóricamente no se deben tener problemas por torsión, lo que también depende de una serie de factores e incertidumbres que deben solucionarse satisfactoriamente, como son los mecanismos de conexión y anclaje, calidad de los materiales a emplear, la ejecución en sí, etc.

5.- Las descargas en la cimentación se incrementan de una manera más uniforme así como los momentos de volteo a que se ve sujeta son inferiores a los que se tenían en anteriores opciones; lo que no implica que no sea necesario el realizar un refuerzo ó modificación a la cimentación existente, sólo que ésta se hará más uniformemente y no extremadamente local como se tenía en los primeros dos casos estudiados. Las reformas a ejecutar en la cimentación se tratarán a continuación.

#### CIMENTACION

La cimentación fue diseñada atendiendo a los siguientes criterios:

1.- Deberá ser capaz de soportar satisfactoriamente el incremento en las reacciones verticales y los momentos de volteo a que ahora se verá sometida con motivo de la restructuración del inmueble.

2.- Deberá de brindar las condiciones de apoyo que se supusieron en el análisis.

3.- Deberán tratarse de evitar ó minimizar los hundimientos diferenciales, problema que a lo largo del tiempo ha aquejado a estas estructuras.

Conforme a ello y a las experiencias adquiridas durante el sismo, donde se observó que los pilotes de fricción no tuvieron un comportamiento satisfactorio, se decidió que lo más indicado en este caso era recimentar a la estructura de tal manera que ahora la cimentación sea totalmente compensada.

Para ello será necesario construir cajones de cimentación adicionales, a los costados del cajón de la cimentación parcialmente compensada original, como se muestra en la fig. 46. Dichos cajones se extienden 6.20 m en dirección E-W y a todo lo largo en dirección N-S (53.4 m), su profundidad es de 3m y en esta ocasión su base será una losa de cimentación de 40 cm de espesor, en lugar de los cascarones invertidos originalmente utilizados.

Se desplantó a esta profundidad para evitar tener problemas de bufamiento del terreno durante su construcción, ocasionado por la presencia del nivel de aguas freáticas, que actualmente se encuentra a 4.50 m de profundidad. Lógicamente cuenta además con las contratraves necesarias para la correcta transmisión de los esfuerzos de la estructura al terreno.

El diseño de la cimentación no es motivo de este trabajo, sin embargo se presentará una revisión general simplificada de la misma en cuanto a esfuerzos, con un fin exclusivamente ilustrativo.

Del estudio de mecánica de suelos realizado se obtuvo que la capacidad de carga del terreno es de 9.6 ton/m<sup>2</sup> (  $\nabla = 9.6 \text{ ton/m}^2$  ), así como el peso volumétrico de la arcilla en que se encuentra desplantada la estructura es de 1.2 ton/m<sup>3</sup> (  $\gamma_m = 1.2 \text{ ton/m}^3$  ). El peso total de la estructura es de 12570 ton, el peso de la cimentación existente y la que se va a adicionar se estimó en números gruesos en 1800 ton.

La cimentación se va a revisar por flexocompresión por medio de la fórmula de

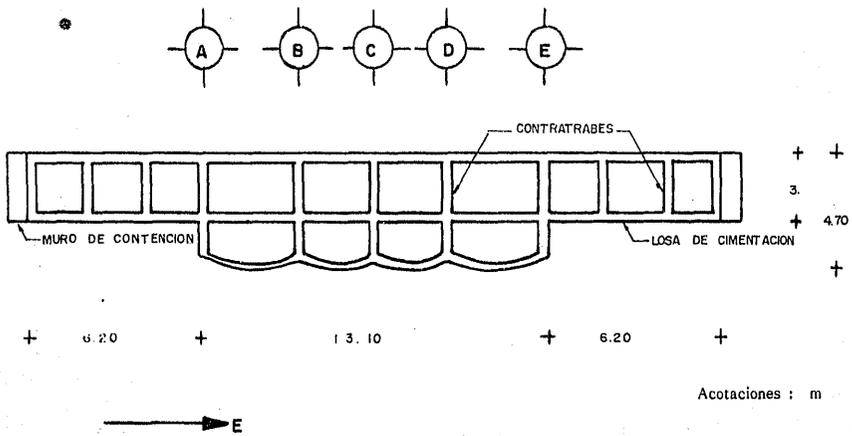


FIG. 46.- Cimentación Compensada Seleccionada.

la esquadria, es decir:

$$\frac{P_n}{A_n} + \frac{M}{S} \leq \nabla$$

donde:

$P_n$  = Carga efectiva neta que deberá soportar el suelo

$$P_n = P_{es} + P_{cim} - P_{comp}$$

$P_{es}$  = Peso total de la estructura

$P_{cim}$  = Peso total de la cimentación

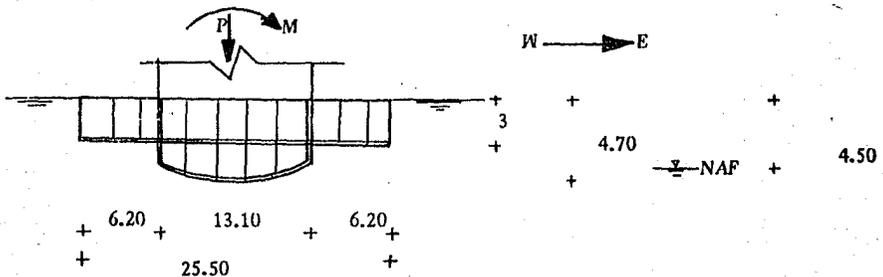
$P_{comp}$  = Peso total compensado

$A_n$  = Area neta efectiva de la cimentación

$M$  = Momento de volteo actuante en la dirección considerada

$S$  = Módulo de sección de la cimentación en la dirección considerada.

En base a ello se presenta a continuación la revisión realizada a la cimentación utilizando este criterio en dirección E-W, que resulta ser la más crítica.



DATOS:

$$\nabla = 9.6 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{es} = 12570 \text{ ton}$$

$$\gamma_m = 1.2 \text{ ton/m}^3$$

$$P_{cim} = 1800 \text{ ton}$$

$$M_{volteo} = 33231.1 \text{ ton}'\text{m}$$

Dimensiones del cajón de cimentación en planta: 25.50x53.40 m

CALCULO DEL PESO COMPENSADO

$$P_{comp} = P_{c_1} + P_{c_2}$$

$$P_{c_1} = V_1 = 1.2 ((13.10)(53.4)(4.70)) = 3945.4$$

$$P_{c_2} = V_2 = 1.2 (2(6.20)(53.4)(3)) = 6228.6 \text{ ton}$$

$$P_{comp} = 3945.4 + 6228.6 = 10174 \text{ ton}$$

$$P_n = 12570 + 1800 - 10174 \qquad P_n = 4196 \text{ ton}$$

$$A_n = 25.50 (53.4) = 1361.7 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{53.4 (25.5)^2}{6} = 5787.23 \text{ m}^3$$

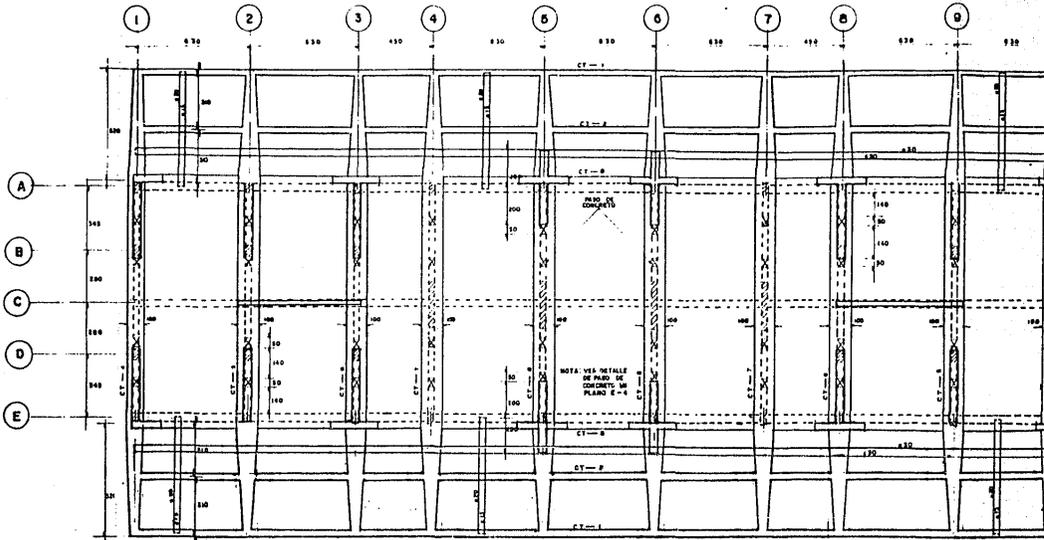
Sustituyendo valores en la fórmula de la escuadría

$$\frac{P_n}{A_n} + \frac{M}{S} = \frac{4196}{1361.7} + \frac{33231.1}{5787.23} = 3.08 + 5.74 = 8.82 \text{ ton/m}^2 < 9.6 \text{ ton/m}^2$$

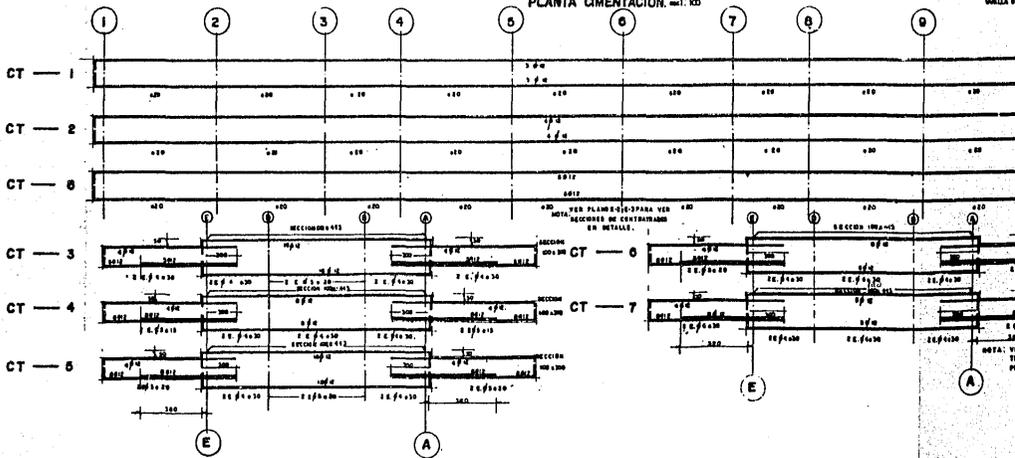
La cimentación compensada transmite al terreno esfuerzos menores a los que puede en un momento dado soportar, por tanto es válida tal modificación. Además se tiene como reserva adicional a los pilotes de fricción ya existentes y que no fueron considerados en el análisis.

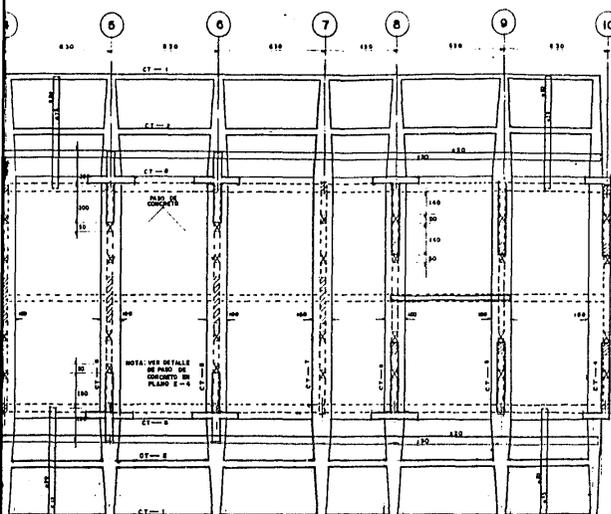
Este es en síntesis el procedimiento que se siguió para la determinación de la restructuración más conveniente del inmueble, así como de la cimentación que habrá de soportarlo.

A continuación se presentan algunos planos estructurales, tanto de la cimentación como de la estructura.



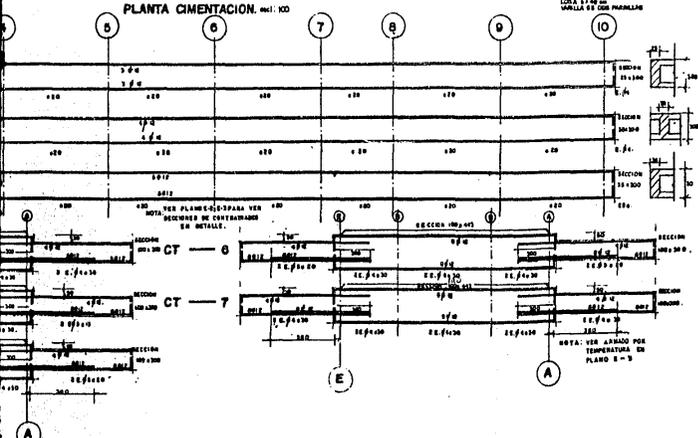
PLANTA CIMENTACION, mts. 1:20





PLANTA CIMENTACION. (MIL. 1/20)

NOTACION  
 --- LINEA DE BARRAS  
 --- CEMENTO ESTIRADO  
 --- LINEA DE BARRAS  
 --- BARRAS DE ACERO  
 CT BARRAS CIMENTACION  
 DE BARRAS ESTIRADO



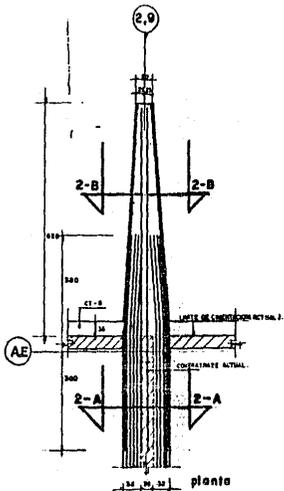
- 1.- LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACION DEBEN SER EN CENTIMETROS.
- 2.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 3.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 4.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 5.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 6.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 7.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 8.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 9.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 10.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.

- 11.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 12.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 13.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 14.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 15.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 16.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 17.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 18.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 19.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 20.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.

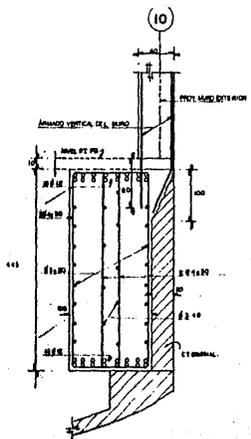
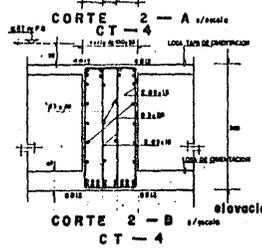
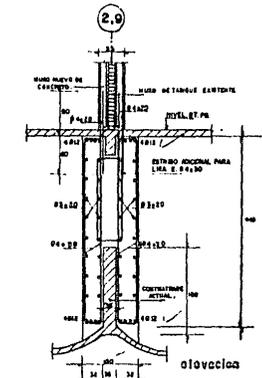
VARILLA	TIPO	LONG. (CM.)
1	1/2"	30
2	1/2"	30
3	1/2"	30
4	1/2"	30
5	1/2"	30
6	1/2"	30
7	1/2"	30
8	1/2"	30
9	1/2"	30
10	1/2"	30

- 21.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 22.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 23.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 24.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 25.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 26.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 27.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 28.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 29.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.
- 30.- LAS BARRAS DEBEN SER DE UN TIPO DE ACERO DE 300 1/2 CM.

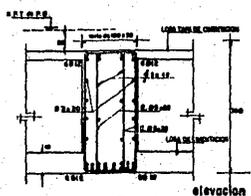




CONTRABRABE EJE 2y9  $\alpha = 1:50$   
CT - 4



CONTRABRABE EJE 10  $\alpha / \text{escala}$   
CT - 3



CORTE 3 - B  $\alpha / \text{escala}$   
CT - 3

NOTACION.

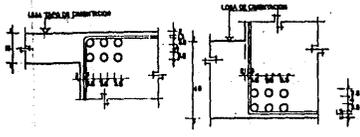
----- LINEA BARRADA: LINEA EXISTENTE.

----- LINEA CONTINUA: NUEVO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Ø      DIMENSION DIETRO.

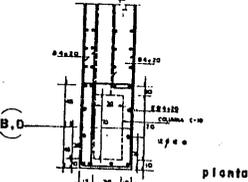
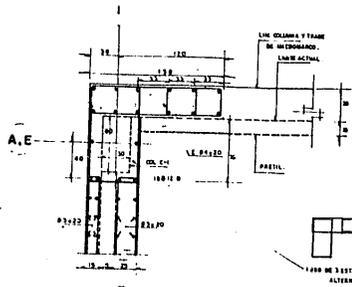
TL      DIMENSION DIETRO HOLE.

CT      DIMENSION CONTRABRABE.

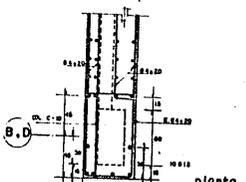
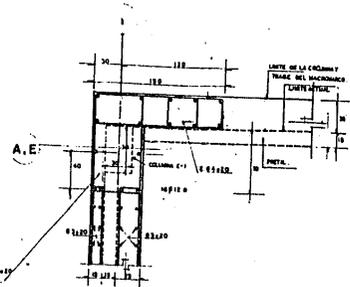


DETALLE GENERAL DE RECUBRIMIENTO.  $\alpha / \text{escala}$

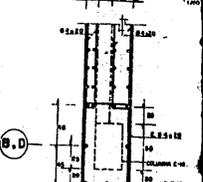
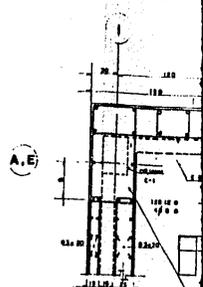
NOTA: TODAS LAS VERTICALS DE DIMENSIONES EN ESCALA DE 1:50



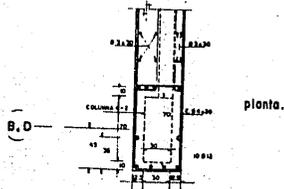
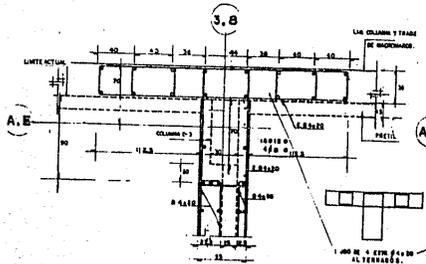
MURO EJE I  
DE N+0 a N+3



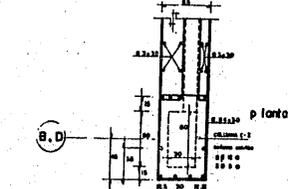
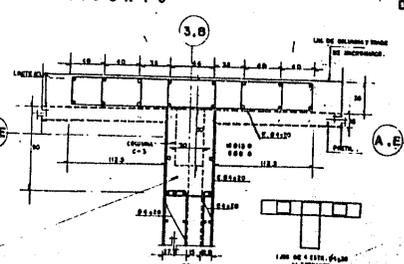
MURO EJE I  
DE N+3 a N+6



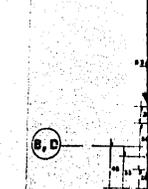
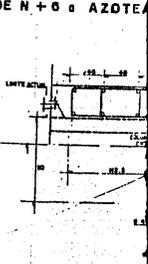
MURO EJE I  
DE N+6 a AZOTE



MURO EJE 3  
DE N+0 a N+3



MURO EJE 3  
DE N+3 a N+6



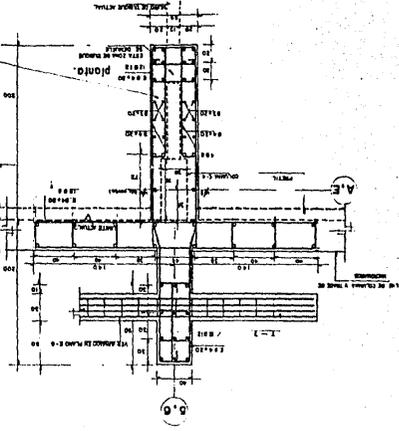
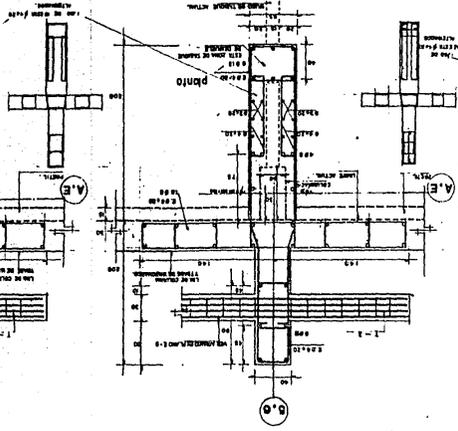
MURO  
DE N



DE  
M U

DE N + 3 P N + 0  
M U R O E J E 2

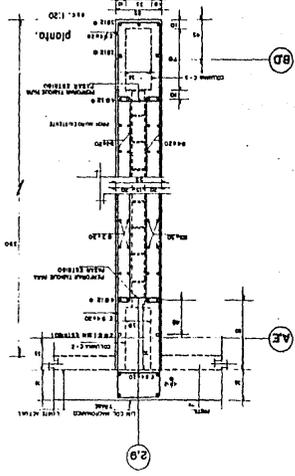
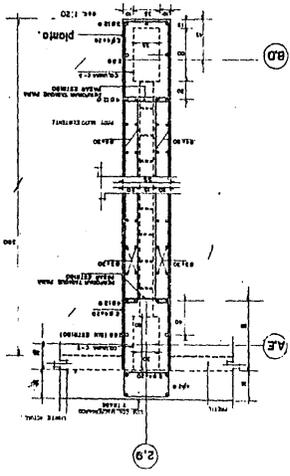
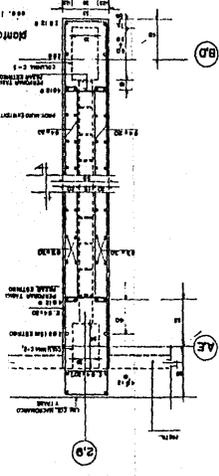
DE N + 0 P N + 3  
M U R O E J E 2

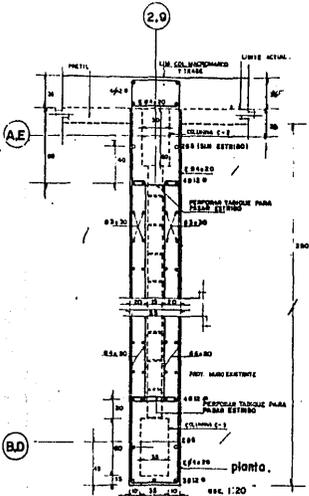


DE N + 0 P N + 3  
M U R O E J E 2

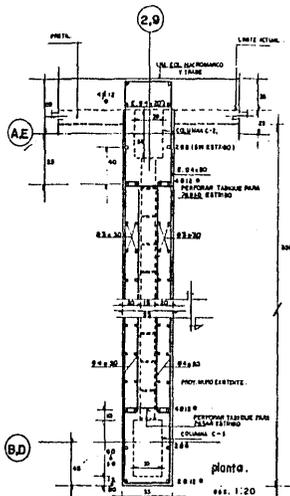
DE N + 3 P N + 0  
M U R O E J E 2

DE N + 0 P N + 3  
M U R O E J E 2

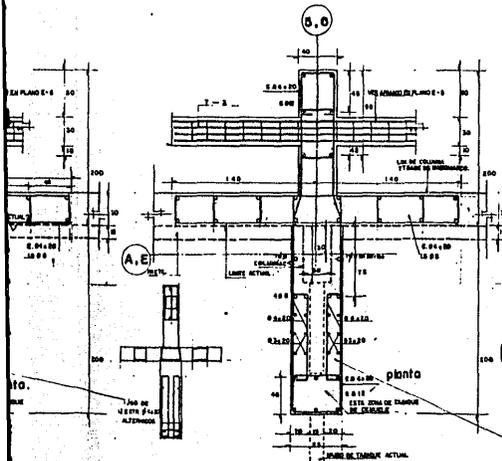




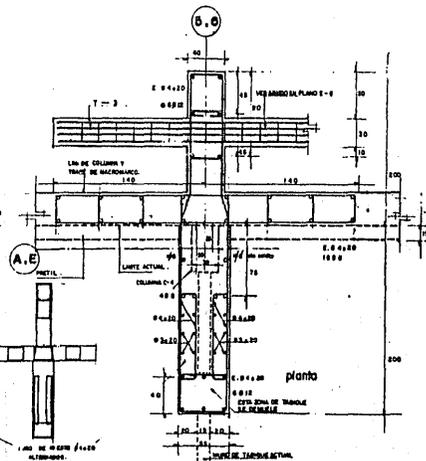
MURO EJE 2  
DE N+3 a N+6



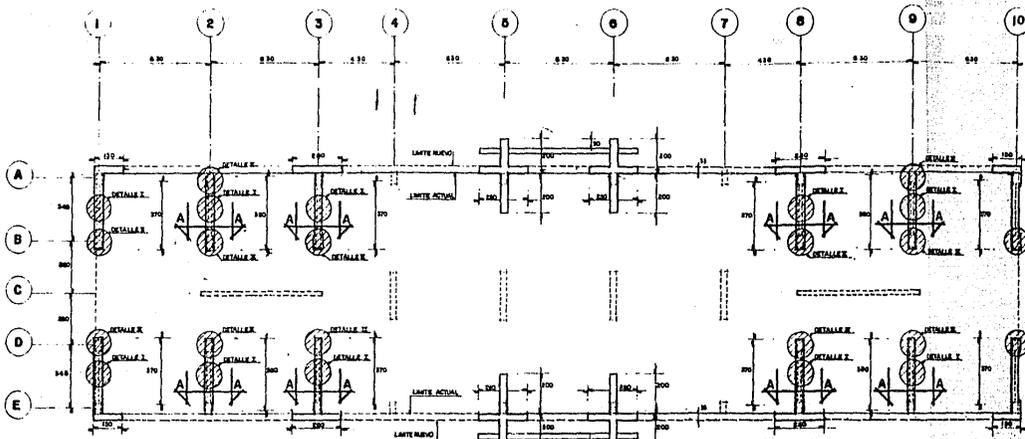
MURO EJE 2  
DE N+6 a AZOTEA.



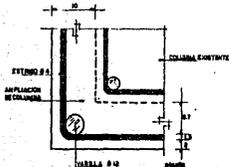
MURO EJE 5  
DE N+3 a N+6



MURO EJE 5  
DE N+6 a AZOTEA



PLANTA DE DETALLES

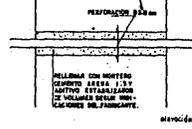


REMATE DE ESTRIBOS EN ESQUINA

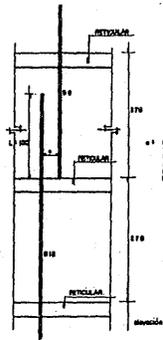


SE PUEDE HACER LA PERFORACION CON LA BROCA CON LA CUAL SE CO- TIEEN LAS CORAZAS DE CONCRETO.

ESTA DIMENSION PUEDE VARIAR DE ACUERDO A LAS NECESIDADES DE CADA CASO.



PERFORACION PARA PASO DE ESTRIBOS #4 esp 1.25

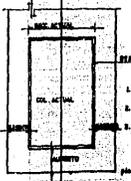


TRASLAPÉ TÍPICO #12 CON #8 EN ARMADO DE MUROS NUEVOS (DETALLE XI) (CORTE I)

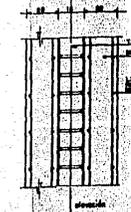


NO SE DEBE BARRER DUE LAS COLAPSA SIEMPRE DEBEN ESTAR DISTANCIADOS ENTRE SÍ DEL MODO SIGUIENTE EN EL MOMENTO DE LA REALIZACION DE TRASLAPÉ.

- #12 L. 100
- #8 L. 100
- #8 L. 100

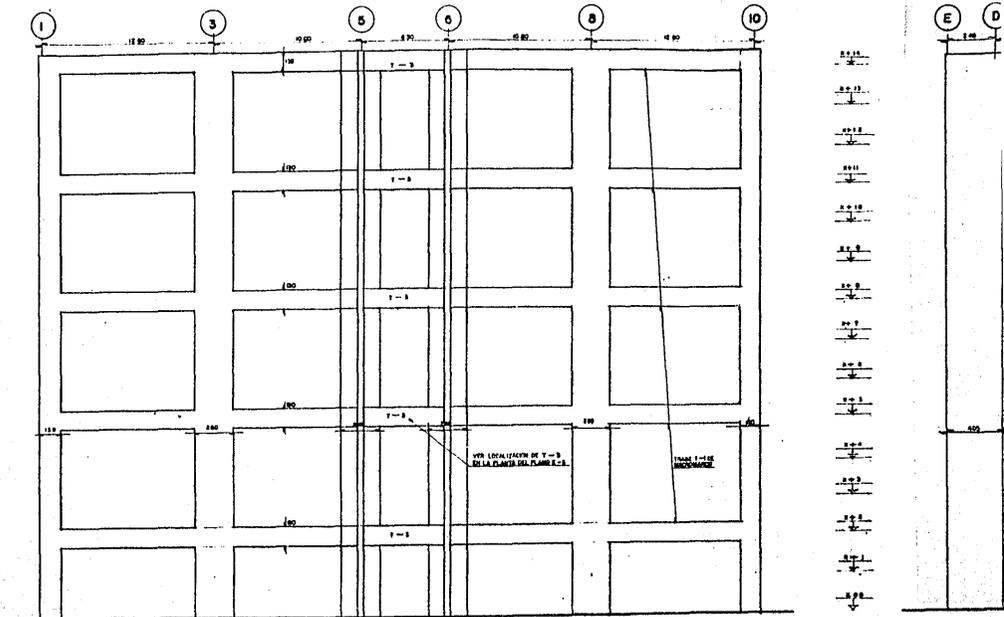


AUMENTO DE SECCION (DETALLE XII)



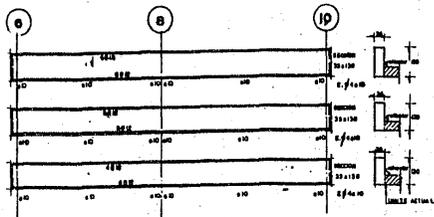
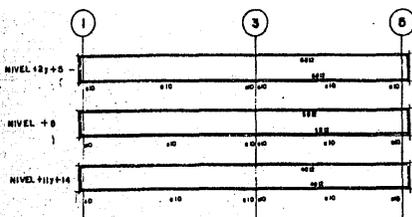
CORTE TÍPICO EN MURO DE CONCRETO (CORTE A)





ALZADO DE MACROMARCO EN EJES Ay E, esc 1:125

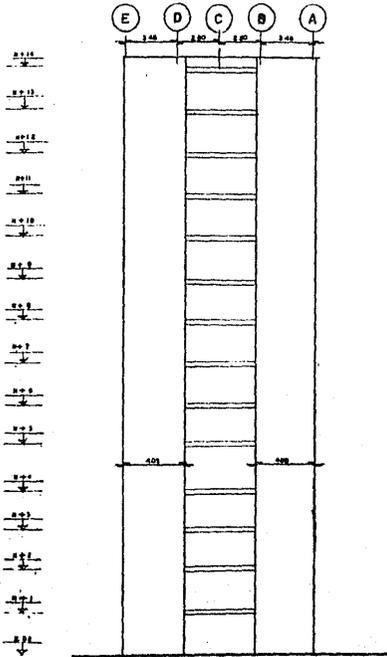
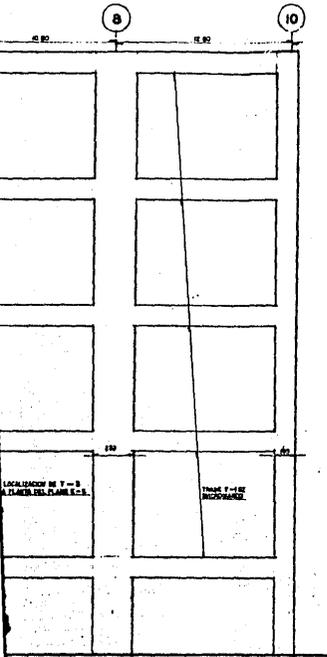
ALZADO DE MURO E



TRABE T-1 DE MACROMARCO.

NOTA: VER UBICACION PRECISA DE LOS ESTRECHOS DEL PLANO E-1-7-10 VER DETALLE DE ESTOS TRABES EN PLANO E-1

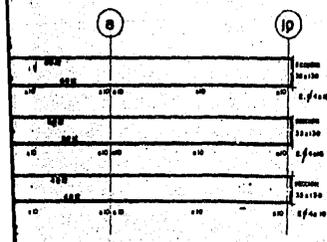
ANEXO POR TEMPERATURA 0.3200 VER ANEXO EN PLANO E-1-10.



ALZADO DE MURO EJES 1 y 10 esc. 1:125

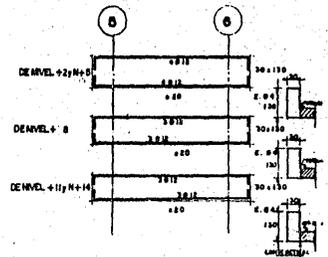
NOTA: VER CLAROS EN LA PERFORACION DE LOS MUROS EN LA ESTRUCTURA ACTUAL EXISTENTE.

E. 000 1:125

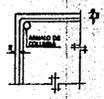
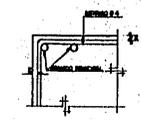
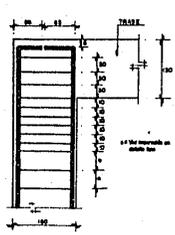
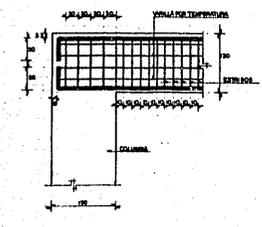
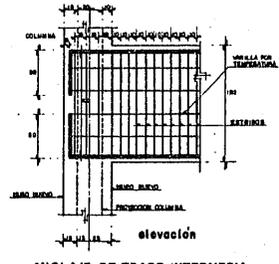
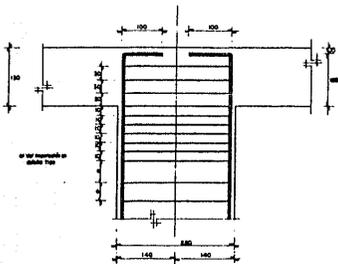
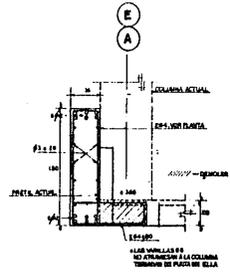
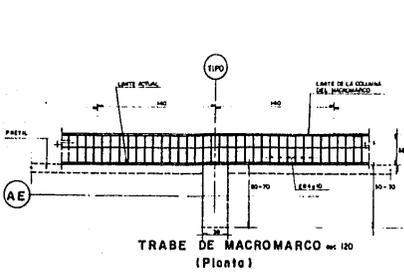


NOTA: VER COLOCACION PRACIA DE LOS ESTRECHOS EN EL PLANO E-7 -- VER DETALLE DE REINFORZAMIENTO EN PLANO E-7

ARMADO POR TEMPERATURA Ø 10/200 VER ARMADO EN PLANO E-10.



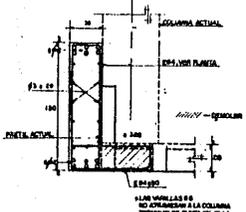
TRABE T - 3



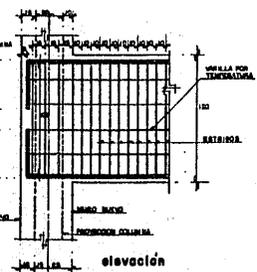
DETALLE DE RECUBRIMIENTOS



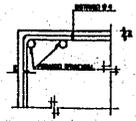
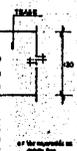
E  
A



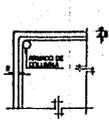
**TRABE DE MACROMARCO** ACI 1.20  
(Corte)



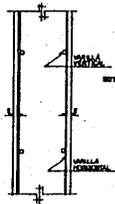
**ENCLAJE DE TRABE INTERMEDIA DE MACROMARCO**



**EN TRABE DE MACROMARCO TÍPICO**



**EN COLUMNA TÍPICO**



**EN MURO TÍPICO**

**DETALLE DE RECUBRIMIENTOS**

UNA DE

**CAPITULO V**

**PROCEDIMIENTOS**

**DE**

**CONSTRUCCION**

La correcta ejecución de la alternativa de restructuración elegida depende en mucho del proceso constructivo seleccionado, así como de la planeación del mismo.

A grandes rasgos, el procedimiento a seguir será el siguiente:

Primero se efectuará el desmantelamiento de todo el edificio, es decir, se retirarán canceles, herrería, ventanas, puertas, acabados, muros divisorios que no alojen ningún tipo de instalación, etc.

Toda vez realizado lo anterior se procederá a retirar todos los recubrimientos existentes.

El siguiente paso es remover la capa de lechada que poseen todos los elementos y amartelinarlos, es decir, picarlos con cincel y martillo con el propósito de que adquieran la rugosidad necesaria que permita una adecuada adherencia entre el concreto viejo y el nuevo.

Simultáneamente a éste se comienzan los trabajos referentes a la recimentación, para lo cual primero se removerá el material existente de los sitios donde serán construídos los cajones adicionales de cimentación requeridos empleando para ello equipo mecánico, básicamente retroexcavadoras y dragas.

Conforme se avance se construirán dichos cajones y la conexión con la cimentación ya existente se realizará por medio de anclajes de tipo mecánico. Asimismo se dejarán hechos los preparativos necesarios para conectar a los nuevos elementos resistentes con la cimentación.

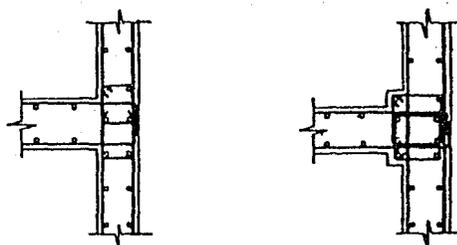
Una vez terminada ésta, se iniciará con la construcción de los nuevos elementos estructurales, que se realizará de la siguiente manera: se comenzará con la construcción de los muros del centro a la periferia y de P.B. al último piso, es decir, serán construídos primero los muros de los ejes centrales 5 y 6; y los últimos serán los de los ejes 1 y 10. Asimismo en aquellos sitios donde existan muros no estructurales de block de concreto aligerado que alojen instalaciones (eléctricas, sanitarias, etc.) y donde se tiene proyectado construir en su lugar un nuevo muro estructural, lo que se hará es el respetar tales instalaciones, para lo cual el muro de block aligerado se verá ahogado por el nuevo muro estructural requerido, es decir, se hará una especie de sandwich en donde la rebanada será el block de concreto aligerado, por así decirlo. Pero expliquemos este proceso más ampliamente.

Como se indicó los primeros muros en construirse serán aquellos que forman la cruz en planta, o sea, los localizados en la intersección de los ejes centrales 5 y 6 con los ejes de fachada A y B. Para ello el primer paso será demoler la losa reticular en el sitio por donde se ubicarán parte de dichos muros en todos los niveles, por medio de rotomartillos ó de equipo neumático (todavía no se ha decidido ello). Una vez desalojados los escombros se apuntalará el edificio en la zona de trabajo por medio de elementos tubulares metálicos (escogidos por su facilidad de manejo, de colocación, su resistencia y porque serán utilizados continuamente ya que son muchos los edificios a reparar) en todos los niveles.

Paso seguido se procederá a colocar el refuerzo requerido por los mismos, así como realizar el anclaje de los muros de P.B. con la cimentación. El anclaje de los muros entre sí se realizará siguiendo las recomendaciones que al respecto se ilustran en las normas de emergencia (ref.15) y que se presentan en la figura 47. La continuidad se asegura armando los estribos en la zona de anclaje como se muestra ahí y en los planos de detalles ofrecidos al final del capítulo anterior. En nuestro caso la existencia de columnas ahogadas en los muros que corren en dirección E-W no interfieren en la maniobra ya que el anclaje se hará por fuera de dichas columnas y el refuerzo requerido por el muro en esa zona se dispondrá a los costados de las mismas. Sólo es necesario en este caso prepararlas de la manera señalada al principio del capítulo. Para garantizar la adherencia que se requiere en esa zona entre el concreto nuevo y el viejo.

Una vez que se han ejecutado y revisado todos los armados se monta la cimbra, para que por último se realice el colado de los elementos. El proceso de curado será el normalmente utilizado. El colado de los muros se hará piso por piso hasta el último nivel. Terminados estos ejes se inicia con los siguientes en P.B. (ejes 3 y 8) y así sucesivamente hasta terminar con la construcción de los muros de los ejes exteriores 1 y 10.

Para la unión del refuerzo tanto en sentido vertical como horizontal no se empleará ni soldadura ni se harán traslapes, sino que se utilizará una unión de tipo mecánico en la cual con maquinaria especial se coloca el dispositivo de anclaje, el que es una especie de manguito que une a las barras y las comprime, formando de esta manera la unión requerida, la que es capaz de soportar un esfuerzo equivalente al 125% del límite de fluencia del acero de refuerzo, es decir, se incrementa en un 25% la fluencia en esas regiones.



**FIG. 47.-** Colocación del refuerzo de flexocompresión cuando existe un muro transversal en el extremo

El colado de la trabe exterior de borde que se requiere para aminorar las deformaciones de dichos muros se ejecuta cada dos niveles. Asimismo cada dos niveles se cuelan las trabes de liga del macromarco entre estos ejes y los adyacentes a ellos (4 y 7); dejándola en estos extremos preparada de tal manera que al ser construídos los siguientes muros (ejes 3 y 8), en el colado del siguiente tramo se garantice la continuidad.

De esta manera se sigue ejecutando la construcción de tales elementos hasta su término.

El que se construyan los muros siguiendo esta secuencia tiene un propósito; prevenir lo más que se pueda a la estructura de posibles problemas de comportamiento durante su reparación en caso de que se presente un sismo por esas fechas.

Por ejemplo, si se hubiera escogido realizar la reparación por niveles, o sea, construir todos los nuevos elementos piso por piso, estaríamos introduciendo en la estructura un cambio muy brusco de rigidez entre el nivel reparado y el inmediato superior sin reparar, por lo que en caso de ocurrir un sismo de cierta magnitud podríamos tener grandes daños e incluso el colapso de algunos ó todos los pisos superiores no reparados, puesto que la estructura en estas condiciones es muy sensible de sufrir daños. Por tal motivo se desechó este procedimiento.

Si por otro lado se hubiera escogido construir a los muros de la periferia al centro, es decir, en sentido al seleccionado, en caso de ocurrir un sismo se podría tener en un momento dado considerables problemas por torsión, todo depende en que momento se presentara.

Atendiendo a ello se escogió el procedimiento descrito que, si es cierto no nos garantiza completamente que no se pudieran presentar daños en la estructura durante su reparación a consecuencia de un sismo, también lo es que nos brinda una mayor seguridad que los otros procedimientos citados.

Quisiera enfatizar un aspecto que todavía no he tratado y que considero de vital importancia, la claridad de los planos del proyecto de restructuración. De ello mucho depende que la reparación que estemos realizando funcione como se ha

planeado. Por tanto, los planos de proyecto deberán ser en número suficiente, concisos y claros, ofreciendo los croquis de armado de los elementos estructurales, así como los detalles constructivos que se requieran para garantizar la continuidad del sistema en un sitio que salte a la vista. De igual manera poseerán todas las anotaciones pertinentes para su correcta interpretación.

El detallado de las conexiones entre elementos resulta especialmente importante en el proyecto de reparación de una estructura. En este caso, las conexiones a realizar en general no son muy complicadas ya que prácticamente se hará entre nuevos elementos. Por ello sólo será necesario el preparar a los elementos del antiguo sistema resistente (columnas) que serán ahogados por los nuevos elementos (muros) para que exista la adherencia requerida entre el concreto viejo y el nuevo, así como el realizar el anclaje entre los nuevos elementos empleando los procedimientos sugeridos por las normas de emergencia, como se muestra en la fig. 47 y en los planos respectivos (Capítulo IV). El anclaje con el sistema de piso se hará de manera similar al mostrado en las figuras 15 y 16 (Capítulo VI).

La conexión con la cimentación se efectuará por medio de anclajes mecánicos, mismo procedimiento que se utilizará para ligar a la cimentación entre sí.

La supervisión de la construcción del proyecto de restructuración diseñado juega un papel muy importante. Por ello se esta planeando tener un residente de obra para cada cuerpo del edificio, es decir, habrá en cada edificación tipo, formada por tres cuerpos, tres residentes de obra encargados de vigilar que la ejecución de la misma se realice en la forma indicada. De estos tres residentes; uno esará encargado de la parte civil, otro de todo lo referente a instalaciones y el último de las cuantificaciones. El trabajo de cada uno de ellos será\* por un supervisor contratado por el propietario y totalmente ajeno a la compañía constructora.

Para fines de este trabajo, nos interesa más el desempeño del residente encargado de la parte civil, el que deberá cuidar que los armados, uniones y anclajes se realicen de la manera estipulada y con los materiales especificados; manteniendo un control muy riguroso de la ejecución de todos los detalles. Asimismo deberá de verificar todo lo referente a la calidad del concreto suministrado para el colado, la colocación de la cimbra, el proceso de colado en sí y el de curado.

\* revisado

En caso de detectar alguna anomalía deberá tomar las medidas pertinentes al respecto, según se presente el caso. De igual manera deberá coordinar su labor con la de los otros residentes de obra para evitar confusiones en la ejecución de la obra. En mi opinión, el residente civil en esta obra va a tener la ventaja de poder atenderla eficientemente gracias al proceso constructivo que se piensa seguir, ya que deberá vigilar siempre todo lo relativo a la construcción de elementos idénticos (mismos armados, secciones, anclajes, etc.) y éstos no serán demasiados como ocurre en otras obras (en total 12 nuevos muros por nivel en cada estructuración tipo (tres cuerpos). En caso de no hacerlo el supervisor deberá demandárselo y notificar de ello a quien corresponda.

Hasta la fecha (Septiembre de 1986) no se ha iniciado los trabajos tendientes a la construcción del proyecto de restructuración planeado. Es por ello que no se puede profundizar más al respecto, sin embargo creo que con lo que he expuesto anteriormente se tiene ya una idea clara del proceso constructivo que será utilizado.

## **CAPITULO VI**

## **CONCLUSIONES**

En plena concordancia con todo aquello que ha sido motivo de exposición a lo largo de los capítulos que comprende este trabajo, se puede concluir lo siguiente:

En el proyecto de restructuración de una edificación dañada por un sismo es de vital importancia primeramente el determinar el estado de deterioro que guarda la estructura, así como el buscar una explicación del por que se originaron tales daños, en otras palabras, intentar encontrar cuáles fueron las causas de los mismo. Por tanto será necesario el realizar los levantamientos, pruebas e inspecciones pertinentes para ello y en base a estos estudios, a los conocimientos que se posean y a la experiencia se seleccionará la estrategia a seguir.

El colapso de la estructura citada se debió principalmente a una falla en la cimentación. Sin embargo el único cuerpo del edificio que quedó en pie nos mostró qué otros factores influyeron en el inadecuado comportamiento de la estructura, los que de igual manera se presentaron en el resto de las edificaciones hermanas, pero en menor proporción.

Por tanto en nuestro caso se determinó que el cuadro de daños presentado fue originado por:

- 1.- La excepcional magnitud del sismo.
- 2.- La estructura poseía concepciones estructurales muy audaces como por ejemplo la presencia de diagonales alternadas en los marcos exteriores de los ejes 1 y 10; en las cuales en su diseño seguramente no se contempló que con ello se propiciaba la formación de regiones críticas, donde se presentan cambios locales bruscos de rigidez, las que con seguridad cederían ante la acción de un sismo cuyas características espectrales fueran superiores a las del espectro de diseño sísmico contemplado por los reglamentos entonces vigentes.
- 3.- Existencia de trabes peraltadas de fachada que originaron la formación del fenómeno de columnas cortas, como consecuencia de que éstas no se encontraran diseñadas adecuadamente para resistir dicho efecto.
- 4.- El tenerse una planta alargada, que induce a problemas de comportamiento (sobre todo en dirección E-W).

Una vez identificado el problema, se determinó que lo más indicado era realizar una restructuración del inmueble utilizando muros de concreto con el fin de mejorar su comportamiento a base de incrementar la rigidez global del sistema, y tomando en cuenta que, la estructura ya poseía este tipo de elementos, quienes nos permitirán eliminar a los elementos estructurales culpables de los cambios locales bruscos de rigidez al disponerlos en su lugar; que no existan serias restricciones en cuanto al espacio disponible (gracias al destino departamental del inmueble), así como a los alagüños resultados que se han tenido con este sistema en la restructuración de edificios.

Conforme a ello se fueron planteando las distintas alternativas de solución, quienes tuvieron siempre en común la distribución simétrica de los elementos resistentes en planta, con el fin de evitar introducir excentricidades no existentes en la estructura que pudieran derivar en problemas por torsión (tanto elástica como inelástica).

El proceso de restructuración es generalmente un proceso iterativo ya que resulta muy difícil que a las primeras de cambio lleguemos a una solución totalmente satisfactoria.

Nuestras primeras dos alternativas tuvieron dos defectos principalmente:

1.- El buscar incrementar la rigidez del sistema con marcada preferencia en la dirección E-W.

2.- La concentración de la rigidez en los marcos de los ejes exteriores.

Atendiendo a ello se planeó la tercera opción, la que en teoría resolvía satisfactoriamente nuestro problema, sin embargo se visualizó que la conexión necesaria entre los elementos estructurales para garantizar la continuidad supuesta era extremadamente difícil, debido a la presencia de columnas ya existentes. Por tanto se mejoró la disposición de los elementos como se muestra en la figura 31, resolviéndose con ello por fin nuestro problema de manera satisfactoria. Puede decirse que resultó la mejor técnicamente, por las siguientes razones:

1.- El sistema así dispuesto mejora las características de rigidez y resistencia de la estructura en ambas direcciones.

2.- La distribución de las rigideces en el sistema es más uniforme, lo que permite llegar a diseños más racionales en los nuevos elementos resistentes; en los que se posee una adecuada relación entre su rigidez y su resistencia.

3.- El período natural de vibración de la estructura en ambas direcciones es razonablemente inferior al del terreno en que se encuentra desplanada, por tanto una resonancia estructural es muy poco probable.

4.- Teóricamente no existirán problemas por torsión.

5.- Condiciones de descarga en la cimentación más uniformes.

Cabe señalar que los tipos de análisis empleados, el estático y el dinámico, nos llevaron al mismo resultado, sin embargo existen algunas discrepancias entre ellos. Siempre que se pueda debiera utilizarse un análisis de tipo dinámico, ya que éste nos dará una idea más precisa de la probable respuesta estructural del sistema. El análisis estático resulta por lo general más conservador.

La modificación de la cimentación atendió a resolver tanto los problemas que presentó en sismos anteriores y en éste, como a los derivados por la modificación de la estructura. Ello requirió de un trabajo coordinado entre ingenieros estructuralistas y de mecánica de suelos para poder llegar a un resultado satisfactorio.

La correcta ejecución del proyecto de restructuración seleccionado depende en gran parte del proceso constructivo, el cual no deberá limitarse en este caso solamente a erigir a los nuevos elementos cumpliendo con lo especificado en los planos estructurales, sino que deberá planearse de tal manera que se minimizen dentro de lo posible los riesgos inherentes a la posible ocurrencia de un sismo durante su construcción. En nuestro caso se ha previsto de la forma estipulada en el Capítulo V.

La claridad de los planos estructurales así como la correcta ejecución de las conexiones entre elementos estructurales juegan también un papel muy importante en el proyecto de restructuración. De ellos dependen muchas veces que lo construído se parezca a lo proyectado. En este caso no considero que la presencia de muros divisorios no desligados de la estructura pudieran introducirle grandes problemas de comportamiento, pero en otros sí se debe tomar ésto muy en cuenta.

La supervisión en obra debe realizarse de manera responsable, cuidando que se respete todo lo que ha sido especificado. Considero que dada la envergadura e importancia social del proyecto, ésta debe realizarla personal con gran experiencia en estos menesteres.

El trabajo aquí presentado lo he enfocado desde un punto de vista estructural, pero ello no implica que un proyecto de esta índole dependa únicamente del trabajo del estructurista.

Un proyecto de restructuración, como todo proyecto de ingeniería, requiere de una estrecha relación interdisciplinaria entre todas las ramas de la ingeniería Civil (y otras profesiones) que intervengan en él; como son en este caso en particular la ingeniería estructural, la mecánica de suelos, la planeación y la construcción, principalmente; para poder alcanzar el objetivo anhelado, es decir, debe existir una comunicación plena entre cada uno de los especialistas para de esta manera llegar de común acuerdo a una solución enteramente satisfactoria.

No obstante ello, el ingeniero estructurista si juega un papel trascendente en un proyecto de restructuración. Por ello debe ser capaz de determinar las causas del daño presentado y en base a la información recabada, a su experiencia y sus conocimientos elegirá el mejor curso de acción para solucionarlo. En el estudio de las opciones de la alternativa de solución que plantee debe ver más allá de los resultados matemáticos a que llega, esto es, resulta imperativo el que realice un análisis de tipo conceptual del problema. Para que ello sea posible no debe limitarse únicamente al entendimiento del comportamiento de la estructura en el rango elástico; sino que debe tomar en consideración la respuesta de la misma en caso de que entre al rango de comportamiento inelástico, tanto global como localmente; y en base a estos elementos dictaminar su resolución. Asimismo deberá atender a que su solución sea técnicamente factible de construir.

Siempre que resulta lógico, deberá buscar la economía del proyecto, pero en ningún caso se justificará que ello se realice en detrimento de la seguridad razonable que debe garantizar toda estructura; ya que es éste el principal motivo de su trabajo y su máxima responsabilidad ante la sociedad a la que sirve y ante él mismo.

**REFERENCIAS**

**Y**

**BIBLIOGRAFIA**

## REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

- 1.- El temblor del 19 de Septiembre de 1985 y sus efectos en las construcciones de la Ciudad de México.

Informe Preliminar, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. Septiembre 30, 1985.

- 2.- Acelerograma en el centro SCOP de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. sismo del 19 de Septiembre de 1985.

E. Mena, J. Prince  
Instrumentación Sísmica, Instituto de Ingeniería.  
Septiembre 21, 1985.

- 3.- Información Científica y Tecnológica (Revista CONACYT)

"19 de Septiembre", Número Especial  
Noviembre 1985

- 4.- Informe sobre el sismo de México del 19 de Septiembre de 1985.

Instituto Internacional de mampostería de Concreto, E.U.A.  
Revista IMCYC 176

- 5.- Impresiones del día 19 de Septiembre de 1985

Julio Dany Ríos  
Revista IMCYC 176

- 6.- Los tres acelerogramas de "campo libre" obtenidos el 19 de Septiembre de 1985 en la ciudad de México.

Jorge Prince Alfaro  
Revista IMCYC 176

7.- Criterios para la evaluación de daños

Javier Pérez Caballero  
Revista IMCYC 176

8.- Procedimientos para la reparación de estructuras dañadas.

José Luis Trigos Suárez  
Revista IMCYC 176

9.- Procedimientos para la reparación de estructuras dañadas-elementos no estructurales.

Roberto Stark Feldman  
Revista IMCYC 176

10.- Recomendaciones para el diseño sísmico con base en la experiencia de los sismos de septiembre de 1985.

Enrique Del Valle Calderón  
Revista IMCYC 176

11.- Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Artículo 400  
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

12.- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Artículo 401  
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

13.- Manual de Diseño por Sismo.

Artículo 406  
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

- 14.- Manual de Diseño Sísmico de Edificios (D-18)
- E.Bazán, . Meli  
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.
- 15.- Normas de Emergencia al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
- Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.  
Enero 1986
- 16.- Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos para Ingenieros y Arquitectos.
- D.Dowrick  
Editorial LIMUSA
- 17.- Estructuras Antisísmicas
- Gabriel Estrada Uribe  
C.E.C.S.A.
- 18.- Diseño Estructural
- R. Meli Piralla  
Editorial LIMUSA
- 19.- Revista Ingeniería  
Julio 1964
- 20.- Revista Ingeniería  
Octubre 1964
- 21.- Procedimientos de Reparación de Estructuras dañadas por sismo (primera etapa).
- Oscar Hernández Basilio  
Departamento del Distrito Federal. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica.  
Abril de 1981

- 22.- Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería  
(versión preliminar)  
J.Iglesias, F. Robles, J. De la Cera, O.M. González.  
  
División de Ciencias Básicas e Ingeniería. Departamento de Materiales.  
Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Atzacapotzalco.
- 23.- Dynamic response of damaged-repaired-strengthened plane or space  
structures.  
C.A. Syrmakezis, E. D. Voyatzis  
Proc. 8 WC EE, Vol. 1  
San Francisco, E.U.A., 1984
- 24.- Experimental Study and Analysis of Earthquake Damage of R/C Frame  
Buildings with exterior brick bearing walls and their strengthening.  
Zhang Liangduo, Na Xiangqian  
Proc 8WCEE, Vol. 1  
San Francisco, E.U.A. 1984
- 25.- Practices of Seismic Retrofit of existing concrete Structures in Japan.  
T. Endo, A. Okifuji, S. Sugano, T. Hayashi, T. Shimizu, K.Takahara, H.  
Saito, Y. Yoneyama  
Proc. 8 WCEE, Vol. 1  
San Francisco E.U.A., 1984
- 26.- Experimental Studies on Retrofitting of Reinforced Concrete Building  
Frames.  
Y Higashi, T. Endo, Y. Shimizu  
Proc. 8 WCEE, Vol. 1  
San Francisco, E.U.A., 1984
- 27.- Strength and Behavior of Postcast Shear Walls for Strengthening of  
Existing Reinforced Concrete Buildings.  
H.Aoyama, D.Kato, H. Katsumata, Y. Hosokawa  
Proc. 8 WCEE, Vol. 1  
San Francisco, E.U.A., 1984

- 28.- Bolted Connections for Precast R.C. Panels used for Repair and/or Strengthening.  
O. Yuzugullu  
Proc. 8WCEE, Vol.1  
San Francisco, E.U.A., 1984
- 29.- Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Plates by Epoxy-Bonded Steel Plates.  
D.A. Van Gemert  
Proc. 8 WCEE, Vol. 1  
San Francisco, E.U.A., 1984
- 30.- Vibration Testing of an Epoxy-Repaired Full-Scale Reinforced Concrete Structure.  
G. Norman Owen, R.E. Scholl, I.O. Egbuonye  
Proc. 8 WCEE, Vol. 1  
San Francisco, E.U.A., 1984
- 31.- Repair of Structures Damaged During Earthquakes using Fibrous Concrete.  
M.Lakshmiathy, A.R. Santhakumar  
proc. 8WCEE, Vol. 1  
San Francisco, E.U.A., 1984
- 32.- Seismic Upgrade of Building 311  
G.E. Freeland, M. Sethi  
proc. 8 WCEE, Vol. 1  
San Francisco, E.U.A., 1984
- 33.- A Case Study of Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Shizuoka Prefecture, Japan.  
S.Kawabata, Y.Kamiya, T. Hamazaki, K. Nagata  
Proc. 8 WCEE, Vol. 1  
San Francisco, E.U.A., 1984

- 34.- Evaluation and Strengthening of a Existing Reinforced Concrete School Building.  
M.Takaki, A. Ikeda  
proc. 8 WCEE, Vol. 1  
San Francisco, E.U.A., 1984
- 35.- The Strengthening Methods of the Existing Reinforced Concrete Buildings  
T. Hayashi, H. Niwa, M. Fukuhara  
Proc. 7WCEE, Vol. 4  
Estambul, Turquía, 1980
- 36.- Strength Properties of Epoxy Repaired Structural Components During and After Fire Exposure.  
J. M. Plecnik, R. B. Williamson, M.G. Pham  
Proc. 7 WCEE, Vol. 4  
Estambul, Turquía, 1980
- 37.- Strength and Behavior of Structural Walls with Shear Failure.  
Oscar Hernández Basilio, Mario E. Zemeño L.  
Proc. 7 WCEE, Vol. 4  
Estambul, Turquía, 1980.
- 38.- Building Configuration: Problems and Solutions. Christopher Arnold, Eric Elsesser  
Proc. 7 WCEE, Vol. 4  
Estambul, Turquía, 1980
- 39.- Lessons from Structural Damages Observed in Recent Earthquakes  
Vitelmo V. Bertero, S.A. Mahin, J.A. Axley  
Proc. 7WCEE, Vol. 4  
Estambul, Turquía 1980
- 40.- Research and Development on Prefabricated Reinforced Concrete Structural System.  
R.Fukuzawa, O. Chiba, T. Hatori, S. Maruyama, T. Katoh, K. Yagishita  
Proc. 7WCEE., Vol. 4  
Estambul, Turquía, 1980

- 41.- Detailing Reinforced Concrete Columns for Seismic Performance  
Loring A. Wyllie Jr.  
Proc. 7WCEE, Vol. 4  
Estambul, Turqufa, 1980
- 42.- Rehabilitation of Damaged Reinforced Concrete Elements:  
An Experimental Investigation.  
  
G. Augusti, F. Focardi, S. Giordano, E. Manzini  
Proc. 7 WCEE, Vol. 4  
Estambul, Turqufa, 1980
- 43.- An Investigation for the Design of Framed Structures with Infill Walls.  
  
M. Makino, A. Kawano, Y. Kurobane, M. Saisho, K. Yoshinaga  
Proc. 7WCEE, Vol. 4  
Estambul, Turqufa, 1980
- 44.- Sismic Resistance of a 31-story Shear Wall-Frame Building Using  
Dynamic Inelastic Response History analysis.  
Mark Fintel, S.K. Ghosh  
Proc. 7 WCEE, Vol. 4  
Estambul, Turqufa, 1980
- 45.- An Effective Structural System Against Earthquakes: Infilled Frames  
  
T.C. Liauw  
Proc. 7WCEE, Vol 4  
Estambul, Turqufa, 1980
- 46.- Infilled Frame Construction in Seismic Regions  
  
D.V. Mallick  
Proc. 7 WCEE, Vol 4  
Estambul, Turqufa, 1980
- 47.- Optimum Design of Aseismic coupled Shear Walls  
F.Braga, P. D'Asdia, M. Dolce  
Proc. 7WCEE, Vol 4  
Estambul, Turqufa, 1980

- 48.- A Guideline to Evaluate Seismic performance of Existing Medium and Low-Rise Reinforced Concrete Buildings and its Application.  
Hajime Umemura  
Proc. 7 WCEE, Vol 4  
Estambul, Turquía, 1980
- 49.- Strengthening Effect of Eccentric Steel Braces to Existing Reinforced Concrete Frames.  
S. Kawamata, M Ohnuma  
Proc. 7 WCEE, Vol 4  
Estambul, Turquía 1980
- 50.- Some Lessons from the March 14, 1979 Earthquake in México City  
Enrique Del Valle Calderón  
Proc. WCEE Vol. 4  
Estambul, Turquía 1980
- 51.- Investigation of Structural Systems and Elements in Earthquake Resistant Civil Buildings.  
M.A. Marjanishvili, G. Chanukvadze, E.P. Alexandrian, A. M. Kimberg  
Proc. 7 WCEE Vol 4  
Estambul, Turquía 1980
- 52.- Repair & Strengthening of Building Damaged by Earthquakes  
J. Kuroiwa, J. Kogan  
proc. 7 WCEE, Vol. 4  
Estambul, Turquía, 1980
- 53.- Building configuration: Characteristics for Seismic Design.  
Christopher Arnold  
Proc. 7 WCEE, Vol 4  
Estambul, Turquía, 1980
- 54.- Disposiciones generales, cargas muertas, cargas vivas, viento, folleto Complementario. Proyecto de Reglamento de las Construcciones en el Distrito Federal.  
Emilio Rosenblueth Deutsch  
Ediciones Ingenierfa, 1962

- 55.- Diseño por viento en el Distrito Federal  
Neftalí Rodríguez Cuevas  
I Simposio Panamericano de Estructuras, México, 1961
- 56.- Diseño Sísmico de Edificios. Folleto complementario, proyecto de  
Reglamento de las Construcciones en el Distrito Federal.  
Emilio Rosenblueth D., Luis Esteva Maraboto  
Ediciones Ingeniería, 1962
- 57.- Tópicos Estructurales (apuntes del curso)  
Julio Damy Ríos
- 58.- Cátedra Javier Barros Sierra  
V. Bertero (expositor)  
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. Agosto 1986
- 59.- Centro de Torsión de Edificios obtenido matricialmente  
Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro  
Tesis Profesional  
Agosto 1986
- 60.- Estructuras de Concreto Reforzado  
R. Park T. Paulay  
Editorial Limusa, 1983

## **AGRADECIMIENTOS**

## **A LOS INGENIEROS:**

**Julio E. Damy Ríos**

Agradeciéndole sinceramente todas las distinciones que de él he sido objeto y entre las cuales está el haber aceptado dirigir este trabajo; a quien admiro y respeto profundamente no únicamente por ser un extraordinario ingeniero, catedrático e investigador, sino también por su gran calidad humana.

**Manuel Gutiérrez González**

Una finísima persona y magnífico profesionalista, a quien realmente agradezco la esquisitez de su trato así como su desinteresada y valiosa ayuda, sin la cual este trabajo no hubiera sido posible.

**A la Srita. Martha Ledezma:**

A quién agradezco profundamente la valiosa ayuda que me ha brindado, al realizar el mecanografiado de este trabajo.

#### **AL CREADOR:**

Con toda humildad, devoción y respeto a quien debo todo; mi alma siempre buscará agradarte aunque mi miserable condición humana no se lo permita en ocasiones. Tú me conoces plenamente y sabes cuales son y han sido mis intenciones y sentimientos; a tí no puedo ni he tratado engañarte. Eres mi fuerza. Espero algún día ser digno de tu misericordia y de tu reino.