

27e.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

REESTRUCTURACION DEL EDIFICIO PUESTO CENTRAL DE CONTROL I
"ING. BERNARDO QUINTANA ARRIOLA"
CONFORME AL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
PARA EL DISTRITO FEDERAL DE 1987.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:

REYNA IVONNE HERNANDEZ ESQUIVEL

ASESOR: ING. JULIO HARO RODRIGUEZ



ACATLAN, EDO. DE MEXICO

ENERO 1994

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SRITA. REYNA IVONNE HERNANDEZ ESQUIVEL
ALUMNA DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 10 DE DICIEMBRE DE 1992, ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE ESTA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE EL SIGUIENTE TEMA DE TESIS: "REESTRUCTURACION DEL EDIFICIO PUESTO CENTRAL DE CONTROL I "ING. BERNARDO QUINTANA ARRIJOJA" CONFORME AL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F. DE 1987".

INTRODUCCION

- I.- GENERALIDADES.
- II.- DESCRIPCION, EVALUACION DE CARGAS Y REVISION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL ANTE LOS SISAMOS DE 1985.
- III.- ALTERNATIVAS DE REESTRUCTURACION
- IV.- RESULTADOS DE ANALISIS SISMICO Y ESTRUCTURAL DE LA SOLUCION ADOPTADA.
- V.- REVISION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES REPRESENTATIVOS Y DE ESTADOS LIMITE DE SERVICIO EN LA ESTRUCTURA REFORZADA.
- VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.
BIBLIOGRAFIA.

ASI MISMO FUE DESIGNADO COMO ASESOR DE TESIS EL SR. ING. JULIO HARO RODRIGUEZ, PROFESOR DE ESTA ESCUELA.

PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPECIFICADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO REQUISITO BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL, ASI COMO DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL EN LA DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS ESCOLARES DEL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA EN LUGAR VISIBLE DE LOS RESULTADOS DE LA TESIS, EL TITULO DE TRABAJO REALIZADO. ESTA INFORMACION DEBERA IMPRIMIRSE EN EL INTERIOR DE LA TESIS.

SIN MAS POR EL MOMENTO, RECIBA UN CORDIAL SALUDO.

JEFATURA DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL EN EL ACATLAN
A T E N T A M E N T E .
POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
ACATLAN, EDO. DE MEX.. A 25 DE NOVIEMBRE DE 1993

ING. CARLOS ROSALES AGUILAR
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

A MIS PADRES :

COMO TESTIMONIO DE ETERNO AGRADECIMIENTO

POR EL CARIÑO Y EL APOYO MORAL QUE SIEMPRE

ME HAN BRINDADO Y CON EL CUAL HE LOGRADO

TERMINAR MI CARRERA PROFESIONAL,

PORQUE MIS METAS SON SUYAS TAMBIEN

LES DEDICO ESTE TRABAJO.

AGRADECIMIENTOS

A TODOS MIS PROFESORES, AMIGOS Y COMPAÑEROS
QUE SIEMPRE ESTUVIERON IMPULSANDO MI SUPERACION.

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
POR TODO LO QUE ME BRINDO .

AL ING. JULIO HARO RODRIGUEZ, MI ASESOR
POR LA AYUDA INFINITA PARA
LA CULMINACION DE ESTE TRABAJO.

AL ING. GUILLERMO HERNANDEZ ZEPEDA
POR TODA LA INFORMACION BRINDADA.

INDICE

	Pág.
INTRODUCCION.	1
CAPITULO I: GENERALIDADES.	3
1.1 ORIGEN DE LOS SISMOS.	3
1.2 SISMO DE SEPTIEMBRE DE 1985.	7
1.3 CAUSAS DE FALLAS.	8
1.4 CONSIDERACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO "A".	16
1.5 FUNCION, OBJETIVOS Y EQUIPO DEL PUESTO CENTRAL DE CONTROL I	17
CAPITULO II : DESCRIPCION, EVALUACION DE CARGAS Y REVISION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL ANTE LOS SISMOS DE 1985.	19
2.1 CONSIDERACIONES GENERALES DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL.	19
2.1.1 LOCALIZACION Y UBICACION.	19
2.1.2 TIPO DE ESTRUCTURACION.	19
2.1.3 TIPO DE CIMENTACION.	19
2.1.4 TIPO DE SUELO.	23
2.2 EVALUACION DE CARGAS.	24
2.3 REVISION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL.	29
2.3.1 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO.	29
2.3.2 RESULTADOS OBTENIDOS EN LA REVISION.	38
2.3.3 CONCLUSIONES DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.	42

CAPITULO III : ALTERNATIVAS DE REESTRUCTURACION. 43

3.1 ALTERNATIVAS DE SOLUCION, PARA LA REESTRUCTURACION DEL EDIFICIO. 43

3.1.1 REFUERZO DE MARCOS DE CONCRETO ACTUALES MEDIANTE ENCAMISADO METALICO EN COLUMNAS Y TRABES. 43

3.1.2 REFUERZO DE MARCOS DE CONCRETO ACTUALES MEDIANTE ENCAMISADO METALICO EN COLUMNAS Y TRABES, DIAGONALES INTERNOS DE CONCRETO Y/O ACERO. 43

3.1.3 REFUERZO DE MARCOS DE CONCRETO ACTUALES MEDIANTE DIAGONALES DE CONTRAVENTEIO INTERIORES DE CONCRETO Y/O ACERO Y MUROS DE CONCRETO ADICIONALES. 44

3.1.4 REFUERZO PERIMETRAL DEL EDIFICIO MEDIANTE MUROS DE CONCRETO Y ENCAMISADO DE COLUMNAS Y TRABES DE MARCOS DE FACHADAS NORTE Y SUR CON DIAGONALES DE CONTRAVENTEIO DE ACERO. 44

3.1.5 REFUERZO GLOBAL DEL EDIFICIO MEDIANTE LA CONSTRUCCION DE CUATRO TORRES METALICAS CONTRAVENTEADAS. 44

3.1.6 REFUERZO GLOBAL DEL EDIFICIO MEDIANTE LA CONSTRUCCION DE CUATRO TORRES DE ACERO ALIGERADAS Y CONTRAVENTEADAS. 45

3.2 REESTRUCTURACION SELECCIONADA. 46

3.2.1 TORRES METALICAS CONTRAVENTEADAS. 47

3.2.2 PILOTES DE CIMENTACION ADICIONALES Y DADO DE TRANSMISION. 47

CAPITULO IV : RESULTADOS DE ANALISIS SISMICO Y ESTRUCTURAL DE LA SOLUCION ADOPTADA. 53

4.1 MODELO DE ANALISIS DINAMICO MODAL REALIZADO AL EDIFICIO PUESTO CENTRAL DE CONTROL I. 53

4.2 ANALISIS ESTRUCTURAL. 62

CAPITULO V: REVISION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES REPRESENTATIVOS Y DE ESTADOS LIMITE DE SERVICIO EN LA ESTRUCTURA REFORZADA.	64
5.1 REVISION DE TRABES, COLUMNAS Y ESTADOS LIMITE DE SERVICIO.	64
5.2 COMENTARIOS DE RESULTADOS OBTENIDOS.	73
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	74
BIBLIOGRAFIA.	78

INTRODUCCION :

El estudio de los eventos sísmicos del 19 y 20 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, bajo el punto de ingeniería merece especial atención, en virtud de las muchas lecciones que pueden aprenderse y que deben tomarse en cuenta a fin de mejorar la práctica del diseño estructural y la construcción en zonas sísmicas. Por otra parte, tras el colapso de muchas construcciones y la ocurrencia de daños severos en otras, se presenta la necesidad urgente de evaluar la seguridad de las construcciones que quedan en pie en las zonas más fuertemente afectadas por los movimientos del terreno, a fin de decidir sobre la posibilidad de ocuparlas de inmediato o sobre la necesidad de reforzarlas o demolerlas. Como consecuencia de los daños observados, el Departamento del Distrito Federal, emitió las Normas de Emergencia y posteriormente el nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (R.C.D.F.-1987) que suple al anterior e indica en uno de sus apartados que, toda estructura que pertenece al grupo "A", debe cumplir con las normas y coeficientes estipulados en dicho reglamento; de no ser así, se procederá a efectuar una rigidización de tal manera que la estructura cubra con éstos últimos.

El hablar sobre reforzar una estructura, no implica precisamente que ésta se encuentre dañada por el sismo, es importante señalar que las estructuras que no fueron afectadas, también pueden ser sometidas a un refuerzo, como medida de prevención a posteriores movimientos que puedan colapsar la estructura, provocando graves daños.

El presente trabajo muestra el camino que se siguió para lograr la mejor solución posible para la reestructuración del edificio denominado " Ing. Bernardo Quintana Arrijoja ", ubicado en la esquina que forman las calles de Ernesto Pugibet y Cerrada E. Pugibet en la Colonia Centro. Se le designa como el edificio del Puesto Central de Control I (PCC-I), el cual alberga al centro electrónico que controla la operación de las Líneas 1 a 6 del Sistema de Transporte Colectivo, Metro, de la Cd. de México, y debido a que el nivel de seguridad que guardaba conforme al R.C.D.F. - 1987 era inadecuada, y por tratarse de una estructura clasificada por el uso dentro del grupo "A", se plantearon una serie de alternativas reestructurales del mismo, para que cumpliera satisfactoriamente con economía, seguridad y funcionalidad en la solución propuesta de la reestructuración del edificio.

Para ello, en el capítulo I, se mencionan algunos antecedentes sobre el origen de los sismos, incluido el de septiembre de 1985; así como algunos datos relevantes del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (R.C.D.F. - 1987) y de las funciones que se realizan en la estructura seleccionada para este estudio.

En el capítulo II, se describen mas a detalle las características del edificio Puesto Central de Control I, así como en forma resumida la evaluación de cargas y la revisión de la estructura original.

Dentro del capítulo III, se mencionan las diferentes alternativas de solución para la reestructuración del edificio, haciéndose una evaluación de cada una y se elige la más conveniente para la finalidad que se persigue.

El capítulo IV contiene los resultados obtenidos del análisis sísmico y estructural de la solución adoptada, con sus respectivos comentarios.

Es en el capítulo V donde, una vez que la estructura original se ha sometido al análisis con la alternativa elegida, se lleva a cabo la revisión y comparación de los elementos estructurales representativos y de estados límite de servicio.

Posteriormente, en el capítulo VI se presentan las conclusiones y recomendaciones de dicho estudio.

Finalmente se menciona la bibliografía utilizada en el trabajo presentado.

CAPITULO I GENERALIDADES

1.1 ORIGEN DE LOS SISMOS

Los sismos son fenómenos naturales que ocurren por causas diversas, tales como tectonismo, vulcanismo, explosiones o cambio de fase de los materiales al ser sometidos a grandes temperaturas y presiones en el interior de la Tierra.

La Tierra está constituida por regiones aproximadamente concéntricas, cuya región más externa, llamada litósfera, tiene un espesor de aproximadamente 100 km. y la rodea como una cáscara.

La litósfera no es continua sino que está dividida en varias regiones o placas tectónicas que se mueven en direcciones diferentes. Esto es posible porque en los bordes de algunas placas se está creando nueva litósfera y en otros la placa penetra dentro del interior de la Tierra. El movimiento de las placas es de algunos centímetros por año (Fig. 1.1). Si una placa se mueve en dirección contraria a la de otra placa, como en la Figura 1.1, una de ellas cabalga sobre la otra y se forma lo que se conoce como una zona de subducción. El movimiento de una placa bajo la otra no es continuo pues la fricción entre ambas evita que este desplazamiento se lleve a cabo de ésta manera. El esfuerzo se acumula de ésta forma hasta que alcanza un límite en que es mayor que la fuerza de fricción entre las placas y se produce un deslizamiento súbito que produce las ondas sísmicas o vibraciones del terreno que constituyen el sismo o terremoto. Este mecanismo se da entre placas que tienen un movimiento relativo perpendicular entre sí.

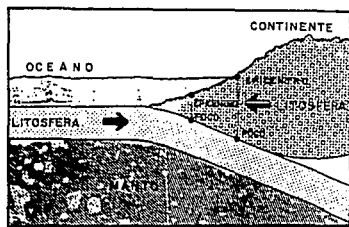


Figura 1.1 SUBDUCCION

El mecanismo es similar cuando las placas se mueven en direcciones paralelas o subparalelas, como en la falla de San Andrés (Fig. 1.2). De hecho, el mecanismo descrito se observó por primera vez en esta falla, ya que ésta se aprecia en la superficie.

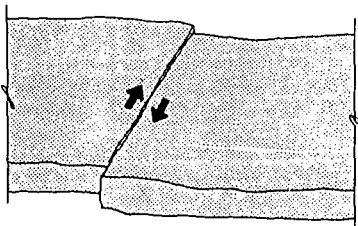


Figura 1.2 MOVIMIENTO PARALELO

Las causas de los movimientos de placa se desconocen. Se conjetura que se deben a lentas corrientes de convección que afectarían al interior de la Tierra y desde luego también a su corteza externa. Cada celda de convección arrastraría un segmento de la superficie: de ahí que diferentes placas tengan movimientos a veces encontrados. Cuando dos placas vecinas se mueven en dirección contraria se produce (como ya se ha mencionado) la subducción, es decir, una placa se sume debajo de la otra, como ocurre en la costa sur de México (Fig. 1.3). La frontera o el contacto entre estas dos grandes placas es una gigantesca falla o sistema de fallas donde cada movimiento repentino, como se ha visto, es un sismo. De esta manera, el motor de los sismos sería el mismo que origina el cambio geológico: sin él no tendríamos montañas ni valles, mares y atmósfera, o vida sobre la Tierra.

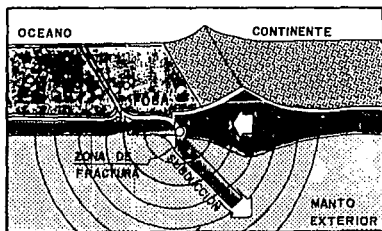


Figura 1.3 SUBDUCCION EN LA COSTA SUR DE MEXICO

El punto donde se inicia la ruptura de las rocas se conoce como foco o hipocentro del temblor. Está en el interior de la Tierra, a profundidades que varían desde unos cuantos kilómetros hasta 700 km. aproximadamente. El epicentro es la proyección del foco sobre la superficie, a lo largo de un radio de la Tierra (Fig. 1.4)

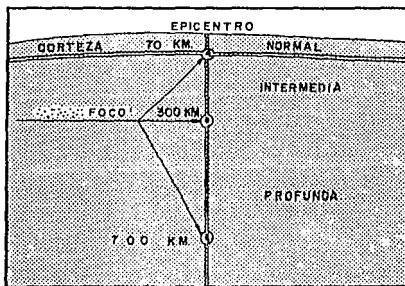


Figura 1.4 EPICENTRO Y FOCO

Dependiendo del lugar en que ocurra el movimiento entre las placas, el foco estará a poca profundidad de la superficie o a profundidades mayores; en las zonas de subducción se ha detectado una profundidad creciente en función del ángulo con que se introduce una placa con respecto a otra, a medida que aumenta la distancia al punto donde se inicia la subducción. En realidad, la energía no se libera en un solo punto, sino a lo largo y ancho de una superficie, por lo que suele haber discrepancias en la localización del foco y del epicentro.

La profundidad se clasifica como normal, intermedia y profunda. La normal está comprendida entre 0 y 70 km; la intermedia entre 70 y 300 km y con profundidad mayor de 300 km se conoce a los temblores como de foco profundo; las mayores profundidades detectadas son del orden de 700 km. En general, entre más profundo es el foco, las ondas de energía que llegan a la superficie sufren atenuaciones más importantes, pero el movimiento puede sentirse en un área muy grande. Los focos menos profundos o someros, afectan superficies relativamente pequeñas, aunque pueden ocasionar una gran destrucción local.

Al generarse un sismo se producen dos tipos principales de ondas sísmicas, conocidas como ondas de cuerpo; una que comprime el terreno en la misma propagación, llamada onda P, y otra que trata de cortarlo moviéndose perpendicularmente a la dirección de propagación, conocida como onda S. Las primeras se propagan con una velocidad de aproximadamente el doble de las segundas.

La distancia del epicentro a una estación sismológica donde se haya registrado el movimiento, conocida como distancia epicentral, se calcula con base en los registros de las ondas sísmicas P y S obtenidas en sismógrafos.

En su trayectoria las ondas atraviesan capas de diferentes materiales, y se reflejan o refractan, modificando sus características (Fig. 1.5). Al llegar a la superficie de la Tierra, dan lugar a otro tipo de ondas conocidas como ondas superficiales. Estas son de dos tipos y reciben el nombre de sus descubridores: Love y Rayleigh.

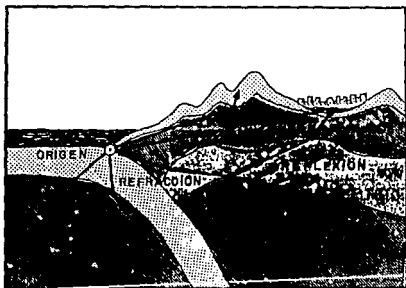


Figura 1.5 TRAYECTORIA DE ONDAS P Y S

1.2 SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985

En la actualidad, se reconoce que hay dos clases de movimientos en las fronteras de subducción: sismos ordinarios y sismos característicos. En la zona de subducción mexicana se generan sismos característicos con magnitud del orden de 7.8 a 8.2 en la escala de Richter, cuya longitud de ruptura alcanza a unos 200 km. Los sismos ordinarios son más pequeños y más frecuentes.

México es un país altamente sísmico debido a que su costa del Pacífico está en el borde de una zona de subducción, en la que la placa de Norteamérica cabalga sobre la de Cocos, a lo largo de esa costa existen varias brechas sísmicas entre ellas están las de Jalisco, Michoacán, Guerrero y Tehuantepec. A lo largo de la costa del Pacífico se han identificado en esa región dos sitios como los de mayor potencial sísmico: las costas de Guerrero y el Istmo de Tehuantepec.

En general una zona de quietud que se localiza en una área de subducción sísmica activa, indica que está produciendo una acumulación de energía, que eventualmente será liberada en forma de sismos. Esto fue lo que dio origen al sismo del 19 de septiembre de 1985, el cual ha sido uno de los más destructivos en la historia de la Ciudad de México debido a su gran intensidad, a su duración y a que en una buena parte de la zona de terreno blando las ondas adquirieron un carácter prácticamente armónico con un período dominante de dos segundos, que hicieron entrar en resonancia a muchos edificios cuyo período era cercano a ese valor, dañándolos seriamente. La magnitud del temblor fue 8.1 en la escala de Richter. En el Distrito Federal las intensidades en la escala de Mercalli, variaron de VI en la periferia del Valle de México a VIII, IX y quizá X en algunas zonas del centro de la ciudad.

El epicentro se ubicó cerca de la desembocadura del Río Balsas, frente a las costas de Guerrero y Michoacán, a unos 400 km. de la Ciudad de México; la profundidad focal ha sido estimada en 16 km. El sismo fue provocado por el movimiento de la placa de Cocos bajo la placa Americana. Se considera que el desplazamiento promedio entre las placas fue de 1.40 m., en una superficie de unos 13,500 km², con una ruptura de 180 km. a lo largo de la fosa y 75 km. en dirección perpendicular. El epicentro se ubicó en la zona de quietud sísmica, o brecha sísmica, de Michoacán. Es ésta una zona de quietud sísmica, ya que en dicha región no había ocurrido un sismo mayor (característico) desde 1800; es decir durante más de 180 años.

1.3 CAUSAS DE FALLAS :

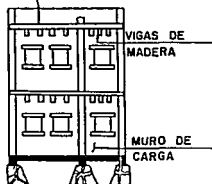
A raíz del sismo de 1985 y antes de que empezaran a retirarse los escombros, se consideró importante la determinación del número de estructuras que habían sufrido daños graves, clasificándose éstos en las siguientes categorías: colapso total, cuando la edificación quedó prácticamente arrasada; colapso parcial, en aquellos casos en que se cayeron solamente partes de las construcciones, ya sea en pisos inferiores, intermedios o superiores, quedando el resto con o sin daños mayores, pero sin colapsar, y finalmente se consideraron aquellos casos en que las estructuras, aunque no mostraban colapsos, sí tenían daños graves en elementos estructurales de los que depende la estabilidad, como columnas, muros, trabes o losas, por lo que se consideraron inseguras y se recomendó su evacuación hasta decidir si era necesario demolerlas completamente o podían repararse mediante una reestructuración adecuada. En algunos estudios los casos de colapso parcial y total se agruparon en una sola categoría.

Los sistemas estructurales más comunes en la ciudad pueden clasificarse en alguno de los seis tipos siguientes (Fig. 1.6), según la Tabla No.1 que se muestra a continuación:

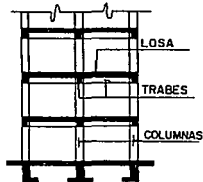
TABLA No.1 TIPOS DE ESTRUCTURA

- T - 1 Muros de carga y bóveda.
- T - 2 Muros de carga y losa.
- T - 3 Columnas, trabes y losa.
- T - 4 Columnas y losa reticular o plana.
- T - 5 Muros de concreto, columnas, trabes y losas.
- T - 6 Muros de concreto, columnas y losa plana o reticular.

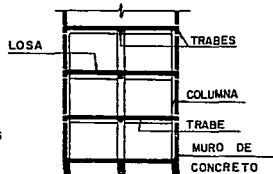
TECHO DE ENLADRILLADO,
TABLONES, DUELAS, ETC.



T-1 MUROS DE CARGA Y BOVEDA

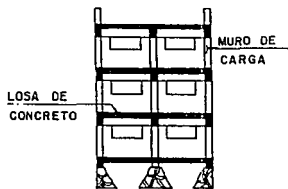


T-3 COLUMNAS, TRABES Y LOSA

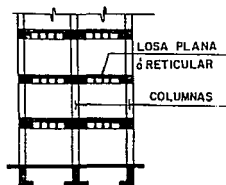


T-5 MUROS DE CONCRETO

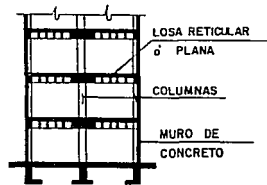
COLUMNAS, TRABES Y LOSAS



T-2 MUROS DE CARGA Y LOSA



T-4 COLUMNAS Y LOSA
RETICULAR ó PLANA



T-6 MUROS DE CONCRETO, COLUMNAS
Y LOSA PLANA ó RETICULAR

Aun con la inspección muy superficial de las fallas que se han realizado hasta el momento, es posible identificar algunos rasgos predominantes que permiten extraer conclusiones sobre el comportamiento de las estructuras.

Como ya se ha mencionado, las estructuras que más daños sufrieron fueron aquellas cuyos períodos de vibración eran cercanos a los dominantes en el movimiento del suelo, porque la respuesta dinámica se incrementó notablemente; por ello, la mayor parte de los daños se concentró en algunos edificios de mediana altura, entre 6 y 15 niveles, ubicados en la zona de terreno blando de la ciudad. Se obtuvo un muestrario completo con todo tipo de daños, tanto en elementos "no estructurales" como "estructurales", con fallas en muros divisorios o de colindancia, en columnas, en traveses y en losas aligeradas. A continuación se describen los tipos de daños :

En la Tabla No.2 se resumen los daños estructurales más comunes y se han clasificado por tipo de elemento estructural, indicándose también la causa principal de los mismos.

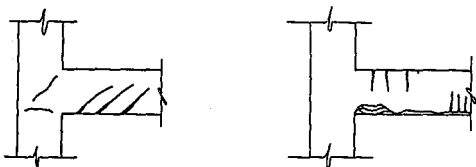
TABLA No.2 DAÑOS ESTRUCTURALES MAS COMUNES			
ELEMENTO ESTRUCTURAL	TIPO DE DAÑO	CAUSAS	RECOMENDACIONES PARA EVITAR ESTE TIPO DE DAÑOS
Columnas (Figura 1.7)	Grietas diagonales	Cortante o torsión	Aumentar sección
	Grietas verticales	Flexocompresión	Aumentar acero
	Desprendimiento del recubrimiento.	Flexocompresión	Aumentar recubrimiento
	Aplastamiento del concreto y pandeo de barras.	Flexocompresión	Aumentar sección
Vigas (Figura 1.8)	Grietas diagonales	Cortante o torsión	Aumentar acero
	Rotura de estribos	Cortante o torsión	Aumentar acero
	Grietas verticales	Flexión	Aumentar acero
	Rotura del refuerzo	Flexión	Aumentar sección
	Aplastamiento del concreto.	Flexión	Aumentar fc
Unión viga-columna (Figura 1.8)	Grietas diagonales	Cortante	Aumentar acero
	Falla por adherencia del refuerzo de vigas.	Flexión	Aumentar sección
Sistemas de piso (Figura 1.9)	Grietas alrededor de columnas en losas o placas planas.	Penetración	Aumentar peralte y/o acero
	Grietas longitudinales	Flexión	Reducir claros
Muros de concreto (Figura 1.10)	Grietas diagonales	Cortante	Aumentar espesor y/o acero
	Grietas horizontales	Flexocompresión	
	Aplastamiento del concreto y pandeo de barras.	Flexocompresión	
Muros de mampostería (figura 1.11)	Grietas diagonales	Cortante	Colocar castillos más cerrados
	Grietas verticales en las esquinas y centro.	Flexión y volteo	
	Grietas como placa perimetralmente apoyada.	Flexión	



a) GRIETAS DIAGONALES

b) APLASTAMIENTO DEL CONCRETO
Y PANDEO DE BARRAS

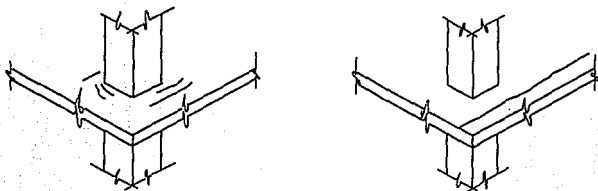
FIG.1.7 DAÑOS EN COLUMNAS



a) GRIETAS DIAGONALES

b) GRIETAS VERTICALES Y APLASTAMIENTO
DEL CONCRETO

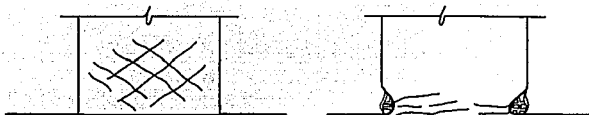
FIG.1.8 DAÑOS EN VIGAS Y UNIONES



a) GRIETAS POR PENETRACION

b) GRIETAS LONGITUDINALES

FIG.1.9 DAÑOS EN LOSAS PLANAS



a) GRIETAS DIAGONALES

b) GRIETAS HORIZONTALES,
APLASTAMIENTO DE CONCRETO
Y PANDEO DE BARRAS.

FIG. I.10 DAÑOS EN MUROS DE CONCRETO

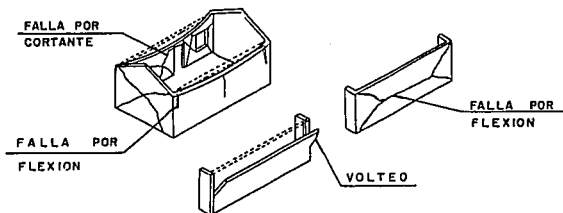


FIG. I.11 DAÑOS EN MUROS DE MAMPOSTERIA

DAÑOS NO ESTRUCTURALES :

Generalmente los daños a elementos no estructurales se deben a la unión inadecuada de estos elementos con la estructura, o a una falta de rigidez de la misma.

Los daños más comunes son :

- a) Aplastamiento de las uniones entre la estructura y los elementos divisorios.
- b) Agrietamiento de los elementos divisorios de mampostería.
- c) Rotura de vidrios.
- d) Desprendimiento de aplanados, recubrimientos y elementos de fachada.
- e) Desprendimiento de plafones.
- f) Rotura de tuberías e instalaciones diversas.

Tomando en cuenta los tipos y daños más comunes, en la Tabla No.3 se presentan algunos criterios recomendables para la clasificación y la evaluación preliminar de los daños de una estructura.

Al llevar a cabo la evaluación preliminar, deben interpretarse los criterios expuestos con cierta flexibilidad, con base en la experiencia y el buen juicio de la persona que la realiza.

Es evidente que no es lo mismo observar grietas de determinado ancho en algunos elementos aislados, que encontrar el mismo daño generalizado.

En las medidas recomendadas se distingue entre la simple restauración entendida como la recuperación de la resistencia original, y el refuerzo que consiste en incrementar la resistencia de los elementos o de la estructura.

TABLA No.3 CLASIFICACION Y EVALUACION PRELIMINAR DE DAÑOS

TIPO DE DAÑO	DESCRIPCION	EVALUACION PRELIMINAR
No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales.	No existe reducción en la capacidad sísmo-resistente. La reparación consistirá en la reparación de los elementos no estructurales.
Estructural ligero	Grietas de menos de 0.5 mm de ancho en elementos de concreto. Fisuras y caída de aplastados en paredes y techos. Grietas de menos de 3 mm de ancho en muros de mampostería.	No existe reducción en la capacidad sísmo-resistente. No se requiere desocupar. La reparación consistirá en la reparación de los elementos dañados.
Estructural fuerte	Grietas de 0.5 mm a 1 mm de ancho en elementos de concreto. Grietas de 3 a 10 mm de ancho en muros de mampostería.	Existe una reducción importante en la capacidad sísmo-resistente. Debe desocuparse y mantenerse sólo acceso controlado, previa rehabilitación temporal. Es necesario realizar un proyecto de reparación para la restauración y el refuerzo de la estructura.
Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de ancho en elementos de concreto. Desprendimiento del recubrimiento en columnas. Aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en columnas y muros de concreto. Agrietamiento de las planas alrededor de las columnas. Aberturas en muros de mampostería. Desplomes en columnas de más de 1:100 de su altura. Desplome del edificio de más de 1:100 de su altura.	Existe una reducción importante en la capacidad sísmo-resistente. Debe desocuparse y suprimirse el acceso y la circulación en la vecindad. Es necesario proteger la calle y los edificios vecinos mediante la rehabilitación temporal, o proceder a la demolición urgente. De ser posible deberá recurrirse a una evaluación definitiva que permita decidir si se procede la demolición o bien el refuerzo generalizado de la estructura.

1.4 CONSIDERACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO "A".

La intención del nuevo Reglamento de Construcciones de 1987 no sólo fue el incrementar la resistencia de las edificaciones, sino también exigir un mayor control en su construcción a través del mejoramiento de los materiales y de la presencia del Director Responsable de Obra y sus Corresponsables.

El capítulo sexto del Reglamento anterior en su sección primera, menciona las disposiciones generales que se deben de tomar en cuenta para la seguridad estructural de las construcciones. Aquí se menciona que la clasificación de las construcciones del art. 174 tiene una doble función. Por una parte distingue, como del grupo "A", a un buen número de construcciones que por su uso son importantes, tales como escuelas, hospitales, estaciones de bomberos, etc. para las cuales los requisitos de seguridad estructural deben ser más estrictos en vista de que las consecuencias de su falla pueden ser particularmente graves. Eso se refleja en los factores de carga más altos para diseño por cargas verticales, en los coeficientes sísmicos más severos y en las presiones de viento más altas. Los requisitos de capacidad sísmica del nuevo Reglamento superan de dos a tres veces los que establecían los códigos anteriores, por lo tanto, como regla general, todas las construcciones de este tipo localizadas en la llamada zona de lago de la ciudad, necesitan ser reforzadas.

El resto de las construcciones queda incluido en el grupo "B", y a su vez se subdivide en los subgrupos B1 y B2. Las primeras, por su tamaño en área construida o en altura, requieren de mayores cuidados en los aspectos de seguridad estructural, por lo que tanto para éstas como para las del grupo "A" se exige la intervención de un Corresponsable de Seguridad Estructural que tome a su cargo la responsabilidad de las distintas partes de la obra que inciden en la seguridad estructural.

1.5 FUNCION, OBJETIVOS Y EQUIPO DEL PUESTO CENTRAL DE CONTROL I

Con el Sistema de Transporte Colectivo (Metro), se inaugura una nueva etapa en la historia de la transportación pública de la ciudad, dando inicio a las obras el 19 de junio de 1967. El Metro, además de ser uno de los trenes metropolitanos más rápidos, tecnológicamente avanzado y eficiente, es el primer medio de transporte público masivo de la ciudad, en nuestros días, transporta a más de cuatro millones quinientas mil personas diariamente, lo que significa intenso trabajo para aquellos que laboran en las líneas, estaciones, talleres y oficinas.

Considerando que en este edificio se concentran las funciones de control, supervisión, distribución de la energía y otras igual de importantes, dentro del Sistema de Transporte Colectivo se certifica ser el cerebro del Metro. Este edificio contiene los más diversos equipos que dan vida al movimiento de los trenes en las seis primeras líneas del Sistema de Transporte Colectivo (Metro) del Distrito Federal.

El mando centralizado es el conjunto de medios que permiten regular la circulación de los trenes, poniendo lo más rápidamente posible al alcance del regulador de cada línea de la red, la información necesaria para su control (Ver Fig. 1.7).

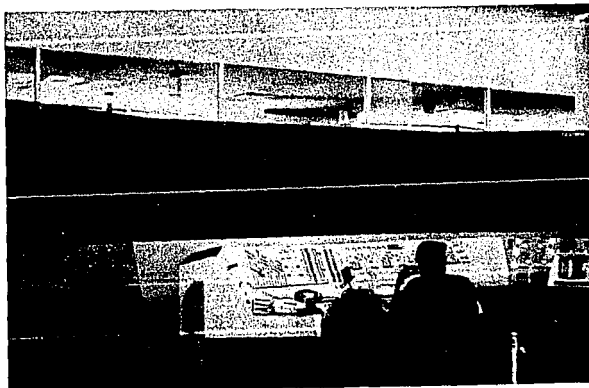


Figura 1.7 MANDO CENTRALIZADO

El Puesto Central de Control I involucra un conjunto de elementos e instalaciones que permiten centralizar la información y medios de control y mando, función para la que fue diseñado y para la cual dispone de:

- Un Tablero de Control Óptico (TCO) para cada línea, que permite observar en cualquier momento la posición de los trenes en circulación, la posición de los cambios de vía, el color de la luz de cada semáforo e indicar si se está alimentando de energía a las subestaciones de rectificación (PR's).
- Un pupitre al que llegan las líneas telefónicas y botones de mando, operado por un regulador de tráfico. En los extremos del pupitre, se encuentran empotrados los tableros de las máquinas programadoras.
- El Puesto de Despacho de Carga (PDC), desde el cual se controla y verifica la cantidad de energía en las subestaciones de rectificación (PR's) y subestaciones de alumbrado y fuerza de las estaciones.
- El Centro de Comunicaciones (CC), que cuenta con una red de telecomunicaciones que permiten al controlador informar y dar órdenes a los conductores de trenes y jefes de estación tanto como para mantener una comunicación rápida y segura, y así mismo le posibilitan a controlar el sonido de las estaciones.
- Computadoras electrónicas que ordenan las salidas y maniobras en las terminales, según un programa previamente establecido.
- El Jefe de Reguladores (JR) que programa las salidas y número de trenes; vigila y modera el funcionamiento de todos los Tableros de Control Óptico (TCO's) y del Centro de Comunicaciones (CC) por cuyo conducto se toman las decisiones de mando en la operación.
- Equipo Complementario como son: relevadores, baterías y cables conductores de baja tensión.

La energía eléctrica que recibe y controla es de 85,000 volts. Esta energía es recibida por la subestación del Puesto Central de Control, en su frontera norte, por medio de 4 transformadores de potencia de capacidad nominal de 38.5 Mega Volts-ampères, localizados en el sótano y planta baja. Las instalaciones subterráneas por las que se transporta esta energía no pueden ser afectadas. Por otra parte, cada piso está completamente dotado de equipo altamente especializado para el control de las Líneas y protegido especialmente contra polvo para su mejor mantenimiento.

El resultado final, es la centralización de informes y medios de control y mando, con el objeto de dotar al sistema de una mayor eficiencia y prevenir cualquier perturbación del tráfico dándole facilidades de flexibilidad a la operación.

CAPITULO II DESCRIPCION, EVALUACION DE CARGAS Y REVISION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL ANTE LOS SISMOS DE 1985

2.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Un grupo de ingenieros estructuristas se encargaron de realizar visitas al inmueble con el fin de verificar las propiedades y ubicación de los elementos estructurales marcados en el proyecto original señalando las diferencias observadas. Además, se revisaron las cargas verticales actuantes por entrepiso debido al peso del equipo, carga viva e instalaciones diversas, para ser consideradas en el análisis de cargas de la revisión estructural.

Para realizar el análisis y revisión estructural del edificio existente, fue necesario obtener del Reglamento actual y de sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes, las disposiciones generales a considerar para verificar la seguridad estructural de la misma, así como las características del edificio, las cuales se presentan a continuación:

2.1.1 LOCALIZACION Y UBICACION :

El edificio, objeto de este estudio, se encuentra ubicado en la esquina que forman las calles de Ernesto Pugibet y Cerrada E. Pugibet en la Colonia Centro en el Distrito Federal.

El edificio tiene 41.30 m de longitud en dirección este-oeste y 33.50 m en dirección norte-sur; su altura total sobre la base es igual a 33.30 m. (Ver Fig. 2.1)

2.1.2 TIPO DE ESTRUCTURACION :

La estructura existente consta de 8 niveles y doble sótano, aproximadamente simétrico en planta y elevación. Su estructura es de tipo esquelético, a base de marcos rígidos formados por columnas y traves de concreto reforzado, con losas macizas y traves secundarias coladas in situ y del mismo tipo de material. Además de los marcos rígidos cuenta con muros de rigidez de concreto reforzado los cuales rematan en el primer entrepiso. (Ver Fig.2.2)

2.1.3 TIPO DE CIMENTACION :

La cimentación es a base de un cajón rígido de concreto reforzado semicompensado con contratabes, construido mediante el sistema de muro milán ó tablestaca estructural y apoyado en 82 pilotes de fricción con una longitud de 23.5 m cada uno. (Ver Fig. 2.3)

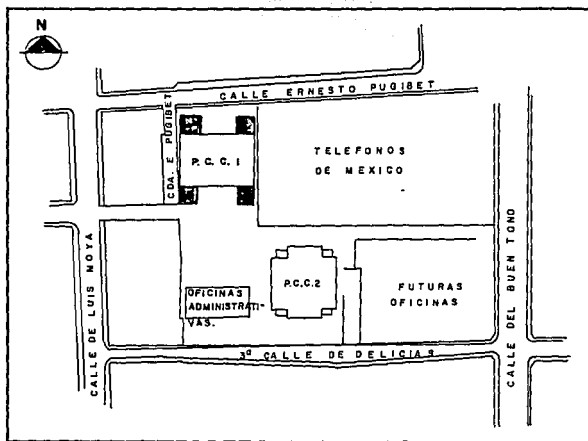
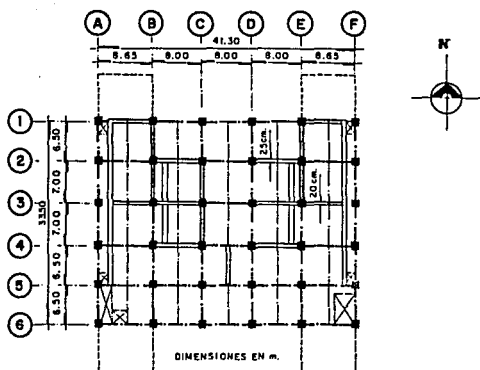


Figura 2.1 CROQUIS DE LOCALIZACION



a) VISTA EN PLANTA

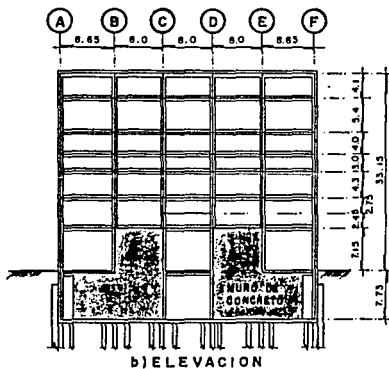
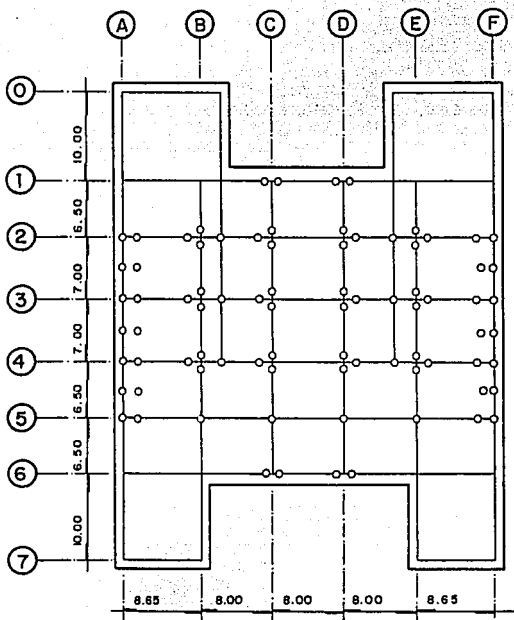


Figura 2.2 VISTA GENERAL DEL EDIFICIO ORIGINAL



ACOTACIONES EN M.

Figura 2.3 PLANTA DE DIMENSIONES GENERALES Y LOCALIZACION DE PILOTES

Dado lo anterior, es importante señalar que las condiciones del suelo superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda, en tal caso será preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades; a veces éstos no aparecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor grande de suelo. En todos estos casos, se hace necesario recurrir al uso de cimentaciones profundas.

2.1.4 TIPO DE SUELO :

La estructura se encuentra ubicada en la zona lacustre o zona III, la cual se caracteriza por tener depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estos depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales pudiendo ser el espesor de este conjunto superior a 50 m.

En el valle de México, las propiedades son muy variables, como se puede ver en la Tabla No.4 que muestra la estratigrafía donde se localiza el edificio en estudio.

TABLA No.4 PROPIEDADES DE LA ESTRATIGRAFIA BAJO EL PCC- I				
ESTRATO	MATERIAL	ESPESOR (m)	PROFUNDIDAD DEL CENTRO DEL ESTRATO (m)	PESO VOLUMETRICO (kg/m ³)
1	Limo	4.20	2.10	1800
2	Limo	2.30	5.35	1580
3	Arcilla	7.50	10.25	1180
4	Limo	0.80	14.40	1400
5	Arcilla	12.00	20.75	1200
6	Arena	0.80	27.10	1650
7	Arcilla	4.60	29.80	1180
8	Limo	3.80	34.00	1550
9	Arcilla	9.10	40.45	1230
10	Base	---	---	2440

Para el caso particular del edificio del Puesto Central de Control I, el relleno superficial existente en la zona es de 45.1 m de espesor, por lo que se satisfacen los requerimientos señalados por el Reglamento actual para considerar la ubicación de la estructura en la zona de lago.

2.2 EVALUACION DE CARGAS

El inmueble fue construido en el año de 1969 y diseñado bajo las Normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1966, el cual se encontraba vigente en esa época; el uso de sus entresijos está destinado para oficinas y apoyo de equipo pesado y ligero como son los tableros de computación, tableros de alta tensión, baterías, instalaciones de aire, etc.

Conforme a lo dispuesto por el Reglamento actual en el artículo 186 del capítulo III, correspondiente a las categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras en su intensidad máxima se manejaron tres tipos : como acciones permanentes las causadas por la carga muerta, las acciones variables por la carga viva y las acciones accidentales por efecto sísmico.

CARGAS MUERTAS

Para la evaluación de las cargas muertas actuantes en la estructura se realizó la cubicación de todos y cada uno de los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente de acuerdo a la información recopilada de las inspecciones visuales realizadas al edificio y de los planos del mismo.

Se tomaron en cuenta los pesos volumétricos para los diferentes materiales de construcción utilizados, y se consideró lo dispuesto en el capítulo IV, artículos 196 y 197 del Reglamento actual, los cuales se refieren a que se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para esta evaluación se emplearon los valores siguientes:

Concreto reforzado	2 400 kg/m ³
Acero estructural	7 850 kg/m ³
Plafón	25 kg/m ³
Mármol	2 600 kg/m ³
Firme	2 100 kg/m ³
Muros de tablaroca	25 kg/m ³
Muro de tabique	300 kg/m ³
Tezontle	1 550 kg/m ³
Enladrillado	1 500 kg/m ³
Impermeabilizante	10 kg/m ³
Instalaciones	15 kg/m ³
Adicionales por RCDF-1987	40 kg/m ²

CARGAS VIVAS

Para la evaluación de las cargas vivas nominales unitarias se siguieron los lineamientos marcados en el capítulo V, artículos 198 y 199 del Reglamento actual el cual indica el empleo de los valores mostrados en la Tabla No.5

TABLA No.5 CARGAS VIVAS UNITARIAS EN KGM2			
Destino de piso o cubierta.	W	Wa	Wm
-Oficinas	100	180	250
-Azoteas con pendiente no mayor al 5%	15	70	100

En donde :

- W Indica la carga viva media a emplearse en el cálculo de asentamientos en materiales poco permeables.
Wa Indica carga viva instantánea a emplearse para análisis sísmico o efectos de viento.
Wm Indica carga viva máxima a emplearse para el cálculo de fuerzas gravitacionales, para el cálculo de asentamientos inmediatos, así como para el diseño estructural de la cimentación ante cargas gravitacionales.

Adicional a la carga viva recomendada por el Reglamento, se consideró una sobrecarga por equipo e instalaciones diversas, la cual fue variada dependiendo del entrepiso y la zona en cuestión. El valor promedio de la carga viva por equipo fue de 220 kg/m².

CARGAS ACCIDENTALES

Para la determinación de las fuerzas accidentales producidas por efectos sísmicos, se estableció el coeficiente respectivo y las cargas a emplearse en el análisis como lo especifica el Reglamento vigente en su capítulo VI, artículos 202 al 206.

Coeficiente sísmico.

Este valor se estableció teniendo en cuenta la localización, grupo y factor de comportamiento sísmico de la estructura, y se llegó a lo siguiente :

LOCALIZACION	GRUPO	C
Zona III Lacustre	A	1.5 x 0.40 =0.60

Cargas para análisis sísmico.

Para la determinación de las cargas a utilizar en el análisis sísmico, se emplearon los valores de carga viva instantánea para efectos accidentales y la carga muerta obtenida del análisis, los cuales se sumaron y se multiplicaron por el área tributaria geométrica correspondiente para cada elemento estructural y cada marco ortogonal que conforman el edificio, con este resultado obtenido se realizó el análisis por fuerzas horizontales con el método estático y dinámico (Ver Tablas 6 y 7).

Es importante mencionar la revisión de la verticalidad de la estructura, ya que de acuerdo a lo dispuesto en las NTC para el Diseño por Sismo en su sección 11, debe considerarse en el análisis de estructuras existentes, el desplome que puedan tener. Si éste es considerable las fuerzas sísmicas de diseño deberán incrementarse. Por ello fue necesario obtener los desplomes reales de la estructura, los cuales se confrontaron con el máximo permisible indicado en las normas mencionadas.

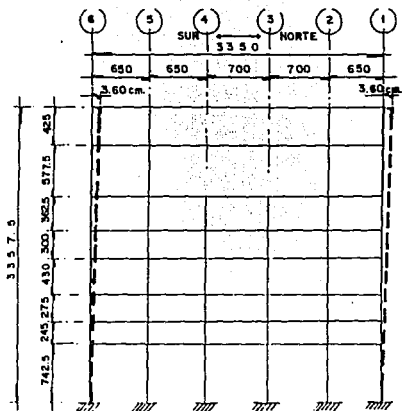
Al realizar la comparación correspondiente, resultó innecesario incrementar tales fuerzas sísmicas por efectos del desplome de la estructura, ya que éste tuvo una relación de 0.0027 con respecto a la altura de la construcción, menor de 0.010 establecida por el Reglamento (Ver Tabla 8).

CARGAS VERTICALES CONSIDERADAS			
ANALISIS SISMICO		ANALISIS GRAVITACIONAL	
ENTREPISO	CARGA VIVA (W_s) T/m.2	ENTREPISO	CARGA VIVA (W_s) T/m.2
AZOTEA (H)	0.070	AZOTEA (H)	0.100
PLANTA TIPO (H)	0.180	PLANTA TIPO (H)	0.250

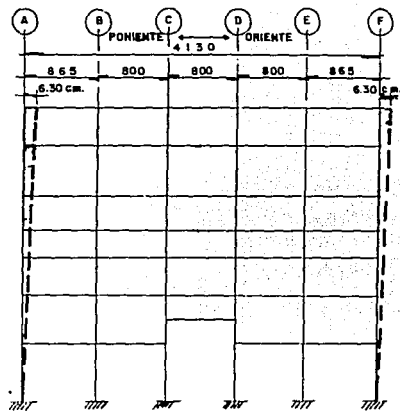
TABLA No. 6 CARGAS VERTICALES CONSIDERADAS

COEFICIENTE SISMICO C, Y DE COMPORTAMIENTO SISMICO Q, CONSIDERANDO ESTRUCTURA EN ZONA DE LAGO III		
	GRUPO "A"	
	R.C.D.F. - 66	R.C.D.F. - 87
C	$0.06 \times 1.30 = 0.078$	$0.40 \times 1.50 = 0.60$
Q	1.00	2.00
C_s	0.078	0.30

TABLA No.7 COEFICIENTE SISMICO Y FACTOR DE COMPORTAMIENTO EN ZONA DE LAGO III



MARCO "D" (DIRECCION NTE.-SUR)



MARCO "5" (DIRECCION OTE. - PTE.)

DESPLOMES

TABLA - No. 6

TABLA DE DESPLOMES		
MAXIMO ADMISIBLE (cm.)	MAXIMO EN DIRECCION NTE.-SUR (cm.)	MAXIMO EN DIRECCION OTE. - PTE. (cm.)
0.01 x 3357.50 = 33.575	3.60 (*)	6.30 (*)

(*) NO ES NECESARIO INCREMENTAR LAS FUERZAS SISMICAS POR EFECTOS DE DESPLOMES.

2.3 REVISION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

2.3.1 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO (Q)

Este factor está íntimamente relacionado con la ductilidad que presenta la estructura en su conjunto. La ductilidad es generalmente deseable debido a la ocurrencia de la falla en forma más suave y menos explosiva que la que presentan las estructuras frágiles, ésta ductilidad es particularmente útil en zonas sísmicas.

En el apartado 5 de las NTC para Diseño por Sismo vigentes, se recomienda la adopción de un factor de comportamiento sísmico, el cual es función directa de la estructuración del edificio, la resistencia y rigidez por entrepiso y de la ductilidad de los miembros estructurales que conforman el inmueble.

Para el caso particular del PCC-I no existe factor reductivo ya que de acuerdo a la información obtenida de los planos estructurales y arquitectónicos y siguiendo los lineamientos marcados por las correspondientes normas se determinó lo siguiente :

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } " T " \text{ (Período Fundamental de Vibración)}$$

CONDICIONES DE REGULARIDAD

El apartado 6 de las NTC-SISMO menciona que para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos :

- 1.- Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.
- 2.- La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3.- La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4.- En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.
- 5.- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6.- No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta.

- 7.- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70% de dicho peso.
- 8.- Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
- 9.- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por travesos o losas planas.
- 10.- La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100% a la del entrepiso inmediatamente inferior.
- 11.- En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente (es), excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Una vez revisada la estructura en estudio se encontró lo siguiente :

- 1.- Simétrica
- 2.- $H = 33.575 \text{ m}$
 $B = 33.50 \text{ m}$
 $H / B = 33.575 / 33.5 = 1.00 < 2.5$
- 3.- $L = 41.30 \text{ m}$
 $L / B = 41.30 / 33.50 = 1.23 < 2.5$
- 4.- No hay entrantes ni salientes
- 5.- Sistemas de piso rígidos y resistentes
- 6.- No exceso de huecos
- 7.- El peso del 2o. mezzanine es menor **NO CUMPLE**
- 8.- No voladizos variados
- 9.- Todas las columnas restringidas por losas y travesos
- 10.- La rigidez del nivel mezzanine es diferente en +, - del 100% de entrepisos superiores e inferiores. **NO CUMPLE**

11.- Las excentricidades estáticas no son muy excesivas

Como no se cumplen las once consideraciones se deberá afectar el Factor de Comportamiento Sísmico con :

$$Q = 0.80 Q$$

Por otra parte, el apartado 5 menciona que se usará $Q= 4$ cuando se cumplan los requisitos siguientes :

- 1.- La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50% de la fuerza sísmica actuante.
- 2.- Si hay muros ligados a la estructura en la forma especificada en el caso I del artículo 204 del Reglamento, éstos se deben tener en cuenta en el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
- 3.- El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35% promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso I a que se refiere el artículo 204 del Reglamento.
- 4.- Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas Complementarias correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- 5.- Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las Normas Complementarias correspondientes.

Considerando un Factor de Comportamiento Sísmico de $Q= 4$ en la estructura en estudio y revisando si cumple con los requisitos necesarios se tiene :

- 1.- Marcos de concreto reforzado con muros del mismo material
- 2.- Muros ligados a los marcos en planta baja los cuales si absorben las fuerzas sísmicas

3.- Se verificará una vez realizado el análisis

4.- Marcos y muros dúctiles :

Para los muros :

$$L/t < 70$$

$$L = 800 \text{ cm} \quad L/t = 800 / 25 = 32 < 70$$
$$t = 25 \text{ cm}$$

$$H/L = 742.5 / 800 = 0.928 \text{ MUJ REDUCIDA RELACION}$$

Además se cumplen los requisitos 4.52 de las NTC-CONCRETO de muros sujetos a fuerzas laterales.

Los marcos resisten el 50% o más de la fuerza cortante

$$F_c = 240 \text{ kg/cm}^2 > F_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$
$$F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 < F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para la parte 5.2 de las NTC-CONCRETO referente a Miembros a Flexión :

Todas las consideraciones geométricas se cumplen

El refuerzo longitudinal es adecuado en traves

El refuerzo transversal para confinamiento esta con una separación de cada 15 cm y no cada 10 cm aproximadamente (promedio) por lo cual es escaso.

Para la parte 5.3 de las normas anteriores, referente a Miembros a Flexocompresión :

Todas las consideraciones geométricas se cumplen

Cumplen con resistencia mínima a flexión

El refuerzo longitudinal es un poco escaso

$$p \text{ mínimo} = 0.008 < p \text{ duct.} = 0.010 \text{ (solamente algunas columnas)}$$

El refuerzo por Cortante tiene mayor separación que la especificada para marco dúctil en las conexiones de vigas y columnas.

$$S_{\text{max}} = 10 \text{ cm}$$

Las columnas circulares no cumplen con el refuerzo transversal (zunchos) ya que se colocaron estribos.

La mayoría de las uniones (viga-columna) no cumplen con armado adicional por cortante.

En planos originales no viene el anclaje de refuerzo exactamente como se pide en el nuevo Reglamento, pero si hay anclaje

De esta manera se puede ver que no se cumple el punto No.4 de las especificaciones anteriores, por lo que se bajará al valor de $Q=3$, nuevamente revisando se especifica que para la adopción de dicho valor se deberá cumplir con el punto No.4 marcado en un principio; nuevamente no cumple por lo que revisando los otros valores de Q , finalmente se adoptará:

$$Q = 2$$

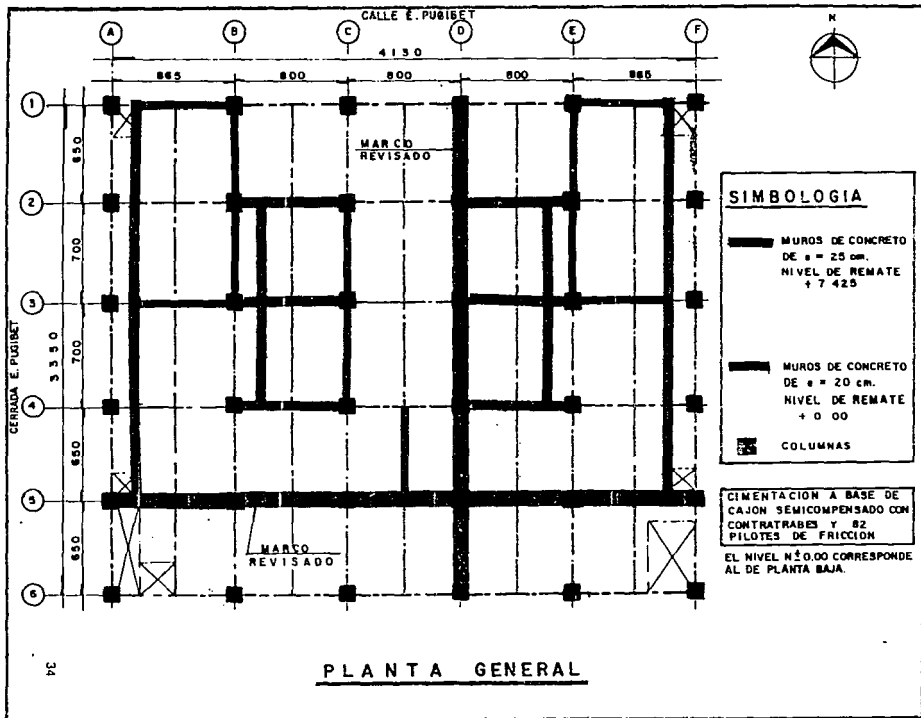
Una vez que se obtuvieron todas las propiedades de los elementos de cada uno de los marcos actuantes (peso, inercia, coeficientes, etc.) se procedió a realizar el análisis estructural y sísmico por medio del programa ASTE-1986 de cada uno de los marcos, obteniéndose de esta manera los elementos mecánicos para llevar a cabo la revisión con los marcos más desfavorables en cada dirección.

Se aplicaron, tanto el análisis estático como el dinámico para la obtención de fuerzas sísmicas horizontales actuantes en el edificio, llevándose a cabo la revisión estructural final con los resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral.

Fueron calculados los primeros ocho modos de vibración, de los cuales fue posible determinar las fuerzas cortantes por nivel, las que fueron distribuidas en los marcos que conforman el edificio, esto se realizó en ambas direcciones. Es importante señalar que se tomaron en cuenta los efectos de torsión y bidireccionales señalados por las NTC-SISMO en su apartado 9 correspondiente al análisis dinámico.

El análisis estructural se realizó con base en la información contenida en los planos estructurales en donde se señalan las propiedades de todos y cada uno de los elementos estructurales que componen los marcos del edificio y las correspondientes cargas gravitacionales y sísmicas que obran sobre la estructura obtenidas de los correspondientes análisis de cargas.

Así mismo se determinaron los desplazamientos de los distintos marcos para las diferentes condiciones de carga que obran en ellos y los periodos naturales de vibración; ambos resultados se obtuvieron en las dos direcciones de análisis del edificio (Ver Fig.2.4).



Una vez hecho esto, se revisaron todos los miembros estructurales (trabes y columnas) de dos marcos ortogonales del edificio, los cuales se eligieron por ser los más críticos. Los marcos revisados se designaron como Marco "D" en la dirección norte-sur (Ver Figura 2.5), y Marco "5" en la dirección oriente-poniente (Ver Figura 2.6), en los que su ubicación se puede ver en la planta de la Figura 2.4

La revisión de los elementos estructurales que conforman el edificio se realizó mediante lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, utilizando para ello los resultados del análisis para las diferentes condiciones de carga y sus combinaciones y el refuerzo mostrado en los planos.

Tanto las trabes como las columnas se revisaron para la combinación de cargas verticales y accidentales considerando la reversibilidad del efecto sísmico, es decir, el efecto del sismo fue aplicado en los dos sentidos, ya que los elementos mecánicos obtenidos solamente por las cargas verticales no fueron significativos para su revisión estructural.

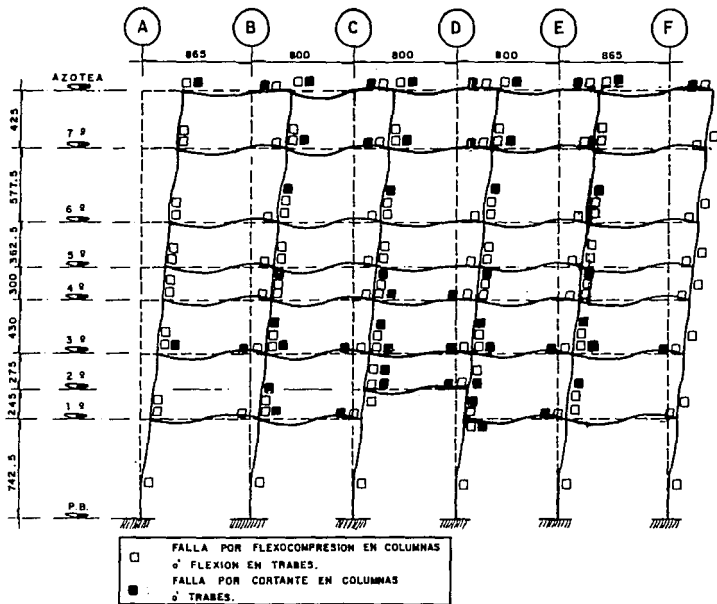


FIG.-2.6 MARCO "5" (DIRECCION ORIENTE — PONIENTE)

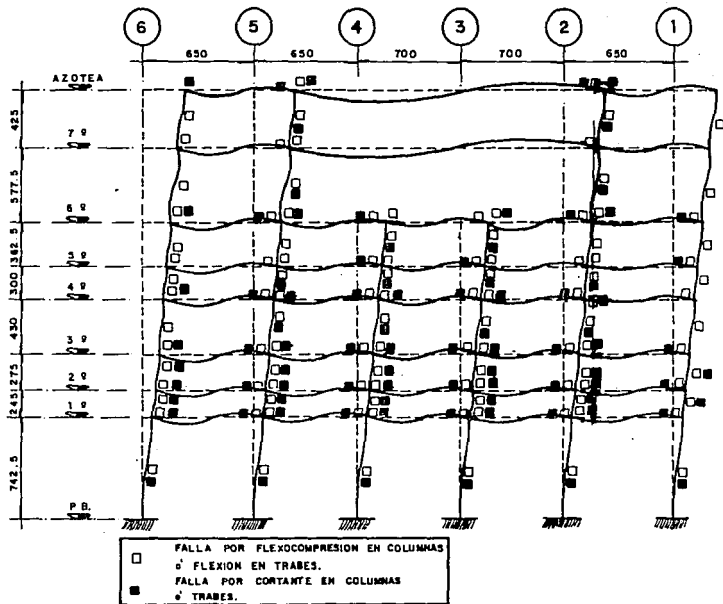


FIG.-25 MARCO "D" (DIRECCION NORTE — SUR)

2.3.2 RESULTADOS OBTENIDOS EN LA REVISION

A continuación se presenta la explicación de la revisión realizada a traves y columnas de los dos marcos críticos considerados y la revisión de estados límite de servicio de éstos.

Revisión de traves :

Teniendo en cuenta las propiedades geométricas y el refuerzo existente de todas y cada una de las traves de ambos marcos, se calculó la resistencia a momento flexionante positivo y negativo como vigas simplemente armadas y a fuerza cortante, aplicando lo especificado por las Normas Técnicas correspondientes.

Los factores de resistencia aplicados fueron de 0.9 y 0.8 para flexión y cortante respectivamente.

Del análisis estructural para cada marco se tomaron los elementos mecánicos correspondientes para cada trave y se obtuvo el factor de carga correspondiente tanto para flexión como para cortante, siendo éste el cociente del momento resistente de la trave y el momento actuante del análisis, para flexión, y el resultado del cociente del cortante resistente y el cortante actuante del análisis, para cortante.

$$FC \text{ FLEXION} = \frac{M_{\text{resistente}}}{M_{\text{actuante}}}$$

$$FC \text{ CORTANTE} = \frac{V_{\text{resistente}}}{V_{\text{actuante}}}$$

Para que la resistencia de la trave a flexión y/o cortante sea la adecuada, el factor de carga obtenido debe ser mayor o igual a 1.1 según lo marcan las Normas Técnicas correspondientes.

En el caso que nos ocupa, el factor de carga obtenido no cumple con el valor especificado, ya que como se observa en la Tabla No.9 los valores son menores que 1.1, esto es, que los elementos no tienen la resistencia mínima requerida.

Revisión de columnas:

En el proceso de revisión de columnas por flexocompresión biaxial se calcularon los factores de amplificación de momentos en ambas direcciones conforme lo disponen las Normas Técnicas Complementarias tanto para los momentos producidos por cargas que no producen desplazamientos apreciables, como para las cargas que si las producen.

Se consideró la excentricidad accidental mínima de 0.05 h, siendo h la dimensión máxima de la columna en el sentido analizado. Se realizó la combinación de efectos bidireccionales, tomando en cada dirección en que se analizó la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, considerando los que resultaron más desfavorables de la combinación.

Para el cálculo de la resistencia a flexocompresión o flexotensión biaxial de las columnas, se emplearon las gráficas de interacción correspondientes a la publicación 428 del Instituto de Ingeniería de la UNAM. El factor de resistencia considerado fue de $F_r=0.70$, ya que no se satisfacen todos los requisitos marcados por las Normas Técnicas Complementarias vigentes, para considerarlo de valor mayor.

En la etapa de revisión por cortante, se calculó la capacidad del concreto teniendo en cuenta la cuantía del refuerzo longitudinal y la capacidad de los estribos, dependiendo ésta del diámetro, separación y número de ramas existentes obtenidos de los planos estructurales. La revisión se realizó como lo estipulan las NTC correspondientes.

El factor de resistencia considerado fue de 0.80 por tratarse de una estructura con factor de comportamiento sísmico de $Q=2$.

De los resultados del análisis estructural para cada marco, se obtuvieron las fuerzas cortantes máximas por columna con lo que se determinó el factor de carga correspondiente, siendo el resultado el cociente entre la fuerza cortante resistente de la columna y la fuerza cortante actuante del análisis.

Para que la resistencia de las columnas por efectos de cortante y flexocompresión o flexotensión sea la adecuada, se debe cumplir que el factor de carga obtenido sea mayor o igual a 1.1, de lo contrario la capacidad de la columna no es la suficiente.

Como se observa en la Tabla No.10 el valor del factor de carga es menor que el mínimo especificado.

Revisión de estados límite de servicio.

El RCDF estipula en su Capítulo III y en los artículos 182 y 184 que toda estructura no deberá rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación. Se considera como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción.

Para el edificio del PCC-I se obtuvieron del análisis los desplazamientos por entrepiso para ambos marcos revisados y para las diferentes condiciones de solicitaciones impuestas.

Los desplazamientos calculados por efectos sísmicos y su combinación se multiplicaron por el factor de comportamiento sísmico de $Q=2.0$, como lo marcan las normas vigentes, para ser comparados con los permisibles, los cuales se tomaron igual a 0.012h por no tener elementos no estructurales ligados a la estructura.

En las Tablas No.11 y 12 se muestra que en general, los desplazamientos obtenidos superan los valores permisibles.

TABLA - 10

FACTOR DE CARGA DE COLUMNAS DE 1er. ENTREPISO			
COLUMNA (EJES)	DIRECCION	PLENO COMPRESION BIAJAXIAL F.C. (A)	CORTANTE F.C. (A')
6 D	N - S	0.15	0.66
5 D	N - S	0.17	0.68
4 D	N - S	0.18	0.46
3 D	N - S	0.17	0.47
2 D	N - S	0.16	0.64
1 D	N - S	0.13	0.83
A-5	O - P	0.17	2.81
B-5	O - P	0.04	1.42
C-5	O - P	0.07	1.80
E-5	O - P	0.07	1.43
F-5	O - P	0.02	2.75

TABLA - 9

FACTOR DE CARGA DE TRABES 1er. NIVEL			
DIRECCION	LOCALIZACION (EJES)	FLEXION F.C. (A'')	CORTANTE F.C. (A''')
N - S	6 0 8	0.34	0.60
N - S	5 0 6	0.35	0.77
N - S	5 0 4	0.34	0.61
N - S	4 0 5	0.33	0.58
N - S	4 0 3	0.35	0.64
N - S	3 0 4	0.34	0.63
N - S	3 0 2	0.35	0.63
N - S	2 0 3	0.35	0.64
N - S	2 0 1	0.35	0.59
N - S	1 0 2	0.34	0.61
O - P	A 0 B	0.45	1.90
O - P	B 0 A	0.35	1.21
O - P	B 0 C	0.33	0.71
O - P	C 0 B	0.31	0.70
O - P	D 0 E	0.32	0.71
O - P	E 0 D	0.33	0.72
O - P	E 0 F	0.36	1.27
O - P	F 0 E	0.47	2.03

NOTA :

F.C. = FACTOR DE CARGA
EL MINIMO ACEPTADO
POR EL R.C.D.F.-87 ES DE 1.1

40

EL FACTOR DE CARGA SE CALCULO COMO EL COCIENTE DE LA RESISTENCIA DE LA SECCION ENTRE EL ELEMENTO MECANICO QUE RESULTA DEL ANALISIS DE LA ESTRUCTURA.

**TABLA No.11- COMPARATIVA
DE DESPLAZAMIENTOS**

NIVEL	δ REAL GRUPO "A" (cm.)	δ PERM. (0.012h.) (cm.)	Δ ACUM. GRUPO "A" (cm.)
AZOTEA	5.860	5.100	92.260
7 º	15.840	6.930	86.400
6 º	6.260	4.350	70.560
5 º	6.080	3.600	64.300
4 º	11.580	5.160	58.220
3 º	7.260	3.300	46.640
2 º	6.800	2.940	39.380
1 º	32.580	8.910	32.580

39.60 92.3

(DIRECCION NORTE - SUR)

**TABLA No.12- COMPARATIVA
DE DESPLAZAMIENTOS**

NIVEL	δ REAL GRUPO "A" (cm.)	δ PERM. (0.012h.) (cm.)	Δ ACUM. GRUPO "A" (cm.)
AZOTEA	6.620	5.100	82.108
7 º	14.180	6.930	75.488
6 º	9.320	4.350	61.308
5 º	6.440	3.600	51.988
4 º	11.640	5.160	45.548
3 º	8.320	3.300	33.908
2 º	7.260	2.940	25.588
1 º	18.328	8.910	18.328

39.57 82.11

(DIRECCION ORIENTE - PONENTE)

2.3.3 CONCLUSIONES DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS :

Conocidos los resultados finales de la revisión estructural realizada a los marcos representativos del edificio, se presentan una serie de conclusiones y recomendaciones.

Desplazamientos:

La estructura presenta desplazamientos considerables, los cuales rebasan los permitidos por el RCDF y de sus NTC para diseño por Sismo, por lo cual para contrarrestar estos efectos es necesario dar mayor rigidez a la estructura en su conjunto. Esta rigidez se puede proporcionar mediante la adición de muros de concreto y/o contraventeos de acero.

Columnas:

Observando las tablas de resultados obtenidas al realizar la revisión de columnas se aprecia que la mayoría de éstas no son capaces de resistir los efectos de cortante, y aún más, los debidos a la flexocompresión biaxial.

De lo anterior se recomienda la adición de contraventeos metálicos que tomen la mayor parte de los efectos sísmicos para contrarrestar y disminuir ambos efectos en las columnas, de manera que con las dimensiones y refuerzo que actualmente presentan tengan resistencia superior a las cargas que finalmente actuen sobre ellas.

Trabes:

De la revisión realizada a las trabes de ambos marcos, se observa que la mayoría de éstas no son capaces de resistir los efectos por cortante y flexión, por lo cual es necesaria una disminución en estos esfuerzos, mediante la adición de contraventeos metálicos.

Los comentarios anteriores conducen a definir la necesidad de reestructurar el edificio y reforzar la cimentación de modo tal que en el diseño de estos elementos se prevea un proceso constructivo que no afecte la operación del equipo que actualmente aloja, con el objeto de permitir que las líneas del Metro controladas por este sistema funcionen en condiciones normales de servicio y seguridad.

CAPITULO III ALTERNATIVAS DE REESTRUCTURACION

3.1 ALTERNATIVAS DE SOLUCION, PARA LA REESTRUCTURACION DEL EDIFICIO

En base a las conclusiones obtenidas en la revisión estructural realizada al edificio existente, se plantearon una serie de alternativas de reestructuración del mismo para que cumpliera con las condiciones de seguridad que fija el actual Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias. Las alternativas propuestas fueron las siguientes:

3.1.1 REFUERZO DE MARCOS DE CONCRETO ACTUALES MEDIANTE ENCAMISADO METALICO EN COLUMNAS Y TRABES

Esta solución presentaba el inconveniente de realizar demoliciones en losas de entrecimso existentes con la subsecuente nube de polvo, ruido y vibraciones que afectaban al equipo instalado en el edificio, el cual es muy delicado, y además requería desplazar equipos y cables para librar el espacio suficiente para realizar las maniobras de encamisado que se colocaría en todos y cada uno de los nudos que conforman los marcos existentes. También se presenta el problema en el refuerzo de la cimentación existente como lo son las contratraves y losa de cimentación ya que esto sería también en el interior del edificio con la subsecuente obstrucción del paso de cables que llegan y/o salen del edificio por las diferentes galerías que existen, además de tener que hacer una buena parte de esta obra dentro de las subestaciones de las líneas 1,2 y 3.

3.1.2 REFUERZO DE MARCOS DE CONCRETO ACTUALES MEDIANTE ENCAMISADO METALICO EN COLUMNAS Y TRABES, DIAGONALES INTERNOS DE CONCRETO Y/O ACERO

Presenta los mismos inconvenientes de movilización de equipo y cableado que la solución planteada en el inciso anterior, ya que al colocar el contraventeo existen concentraciones de cargas importantes lo cual implica recimentar interiormente con pilotes adicionales, lo que conduce a un procedimiento constructivo lento y costoso.

3.1.3 REFUERZO DE MARCOS DE CONCRETO ACTUALES MEDIANTE DIAGONALES DE CONTRAVENTE INTERIORES DE CONCRETO Y/O ACERO Y MUROS DE CONCRETO ADICIONALES

Esta solución de reestructuración también implica, además de la movilización del equipo y cableado, una reducción en el área de utilización del inmueble con la subsecuente molestia de polvo, ruido y vibración para el equipo ahí alojado y el refuerzo de la cimentación existente de manera interna, lo cual provoca la obstrucción del paso de cables que existen a nivel de cimentación.

3.1.4 REFUERZO PERIMETRAL DEL EDIFICIO MEDIANTE MUROS DE CONCRETO Y ENCAMISADO DE COLUMNAS Y TRABES DE MARCOS DE FACHADAS NORTE Y SUR CON DIAGONALES DE CONTRAVENTE DE ACERO

El inconveniente de esta solución se presenta en la conexión de las losas de entrepiso existentes y los muros de rigidización perimetrales, ya que es necesario reducir los huecos de bajada de cables que existen para lograr la transmisión adecuada de fuerzas sísmicas entre edificio y muros; ésto se presenta en las fachadas oriente y poniente; para ello se requiere reubicar todos los cables que sirven para controlar las líneas 1 a 6 que llegan por el sótano, y que suben a los distintos pisos del edificio. Las maniobras de sustituir cables para modificar su posición son lentas y tienen que ejecutar una serie de obras adicionales que protejan a cables y equipos del PCC durante la construcción.

Además implica recimentar con pilotes de fricción adicionales pero de manera externa al edificio, lo cual redundaría en una menor molestia en el funcionamiento del inmueble, lo que constituye uno de los objetivos principales.

3.1.5 REFUERZO GLOBAL DEL EDIFICIO MEDIANTE LA CONSTRUCCION DE CUATRO TORRES METALICAS CONTRAVENTADAS

Esta alternativa fue adoptada para la realización del proyecto ejecutivo debido a que no es necesaria la construcción de una cimentación adicional para desplantar las torres, ya que el cajón de cimentación actualmente ya está construido, y la interferencia con el funcionamiento cotidiano del edificio es mínima porque todo se trabaja por el exterior, lo que permite la operación del equipo, computadoras, cableado, banco de baterías, etc.

Además los pilotes de recimentación y el dado de transmisión se pueden construir por el exterior del edificio disminuyendo la necesidad de realizar maniobras constructivas en el interior o en el cajón de cimentación existente, constituyéndose en la solución más limpia. Esta solución proporciona una área construida adicional que podría utilizarse para oficinas de otros destinos.

3.1.6 REFUERZO GLOBAL DEL EDIFICIO MEDIANTE LA CONSTRUCCION DE CUATRO TORRES DE ACERO ALIGERADAS Y CONTRAVENTEADAS

Esta solución mantiene la concepción planteada en la descrita en el inciso anterior pero con las siguientes diferencias:

- El área de las torres no será ocupada por oficinas ya que se elimina la construcción de losas macizas de entresijos y solamente se adicionan travesaños metálicos en diagonal para rigidizar torres.

- Se eliminan fachadas adicionales en torres y edificio existente, lo que reduce en el costo y en la reducción de fuerzas sísmicas al disminuir el peso de la construcción.

- Se reducen pesos y secciones de elementos estructurales como son travesaños, columnas, diagonales y placas de conexión.

- Se reduce el número de pilotes de fricción adicionales a la cimentación actual.

Realizando una comparación de las dos últimas alternativas se tiene:

	TORRES METALICAS CONTRAVENTEADAS	TORRES METALICAS CONTRAVENTEADAS Y ALIGERADAS
No. PILOTES DE FRICCIÓN ADICIONALES	189	158
PESO DE TORRES METALICAS	1,587 TON.	1,094 TON.
FACHADAS	CON ACABADOS	SIN ACABADOS

De la observancia de los resultados obtenidos resultó necesario el hacer una reestructuración que cumpliera con los requisitos de resistencia que establece el R.C.D.F. -87, ya que aún cuando no se han presentado daños importantes, resultó ser obligatorio llevar a término la ejecución del refuerzo o reestructuración para cumplir con las disposiciones reglamentarias.

3.2 REESTRUCTURACION SELECCIONADA

Es importante mencionar que una vez planteadas todas las alternativas posibles de refuerzo, la solución definitiva será aquella que logre conciliar las limitaciones de cada caso en particular y que en general serán las siguientes:

- a) Costo
- b) Funcionalidad
- c) Espacio
- d) Estética
- e) Importancia social
- f) Dificultad técnica

Debemos tener en cuenta que la estructura no se encuentra dañada y se adiciona un elemento a ésta.

Es importante lo anterior, debido a que el objetivo de dicho elemento es cumplir con las normas y coeficientes emitidos a partir de los sismos de 1985, ya que la estructura existente es deficiente y de alguna manera se tendría la confiabilidad estructural ante sismos posteriores.

El procedimiento constructivo elegido en base a la optimización de los recursos disponibles, nos ayudará a cumplir con los objetivos de diseño, además de realizar la obra a un menor costo así como una calidad aceptable.

Debemos entender como calidad de obra, aquel conjunto de cualidades que se deben tener para que cumpla con las funciones para lo cual se diseñó; tanto estética como estructuralmente, sin dejar de ser funcional.

Para lograr tal calidad intervienen dos factores, a nuestra consideración muy importantes, como son: el factor económico y el técnico.

Es importante el factor económico, ya que se deben destinar recursos para la compra de materiales, productos, maquinaria, equipo, mano de obra, etc.; así como aquellos gastos que se generen y que contribuyan a la obtención de una buena calidad.

En lo referente al aspecto técnico, es todavía más importante éste que el económico, ya que de nada servirá el tener previsto todos los gastos referentes a materiales, si no se saben aplicar, usar y sobre todo determinar que utilizar para algún caso en específico que nos lleven a la solución óptima.

En este caso, la solución adoptada fue la última descrita, ya que se acataba con los principios esenciales de una ingeniería adecuada, la cual debe garantizar el cumplimiento de seguridad, eficiencia y economía.

Para lograr llegar a la última alternativa de diseño antes mencionada, se requirió realizar el análisis y diseño estructural de dicho refuerzo, con lo cual fue necesario obtener del Reglamento actual y de sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes las disposiciones generales a considerar para verificar la seguridad estructural de la misma las cuales se presentan a continuación:

Clasificación de la Estructura	GRUPO A
Ubicación Geotécnica de la Estructura	ZONA III
Factor de Comportamiento Sísmico	Q=3.0
Factor de Irregularidad	FI=0.8
Factor de Comportamiento Sísmico para Diseño	Q'=2.40

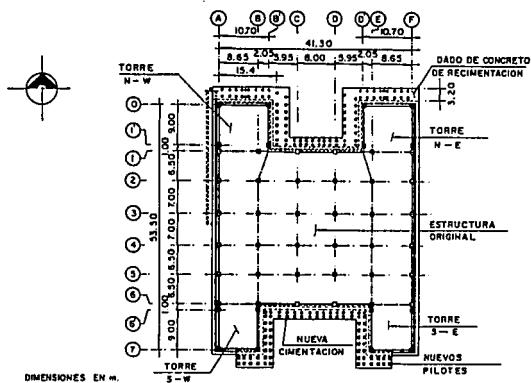
3.2.1 TORRES METÁLICAS CONTRAVENTEADAS

La alternativa adoptada se basa en un refuerzo a base de cuatro torres metálicas contraventeadas y ligadas al edificio inicial en todos y cada uno de los entrepisos a nivel de columnas y trabes de los mismos. No fue necesaria la construcción de un cajón de cimentación adicional para desplantar las torres, ya que el existente abarcaba el área ocupada por éstas. Además la interferencia con el funcionamiento cotidiano del edificio fue mínima porque todo se realizó por el exterior, lo que permitió la funcionalidad administrativa y técnica del inmueble. (Ver Fig. 3.1)

3.2.2 PILOTES DE CIMENTACION ADICIONALES Y DADO DE TRANSMISION

Para la recimentación de la estructura se consideró el hincado de 158 pilotes de fricción de sección cuadrada de 50 x 50 cm. de concreto reforzado con longitud de 29.40m cada uno. Para asegurar la continuidad entre la cimentación existente y la nueva se adicionó un dado de transmisión del mismo tipo de material, unido mediante barras de presfuerzo de diámetro de 32 mm de alta resistencia tensadas a 63315 kg separadas cada 50 cm. y en dos lechos (Ver Figs. 3.2, 3.3 y 3.4). Las torres metálicas están constituidas por columnas de 70 x 70 cm. y trabes de 30 x 55 cm de sección cajón formando marcos ortogonales en ambas direcciones. Además cuentan con contraventeos verticales de 30 x 30 cm en cruz, abarcando dos entrepisos en niveles superiores y uno solo al nivel de planta baja. No cuentan con sistemas de piso y solamente se adicionaron trabes metálicas en diagonal para rigidizar a las mismas.

En la Figura 3.5 se presenta la planta general del edificio y la distribución de los nuevos pilotes de fricción adicionales con el respectivo dado de conexión mediante barras de presfuerzo.



a) VISTA EN PLANTA

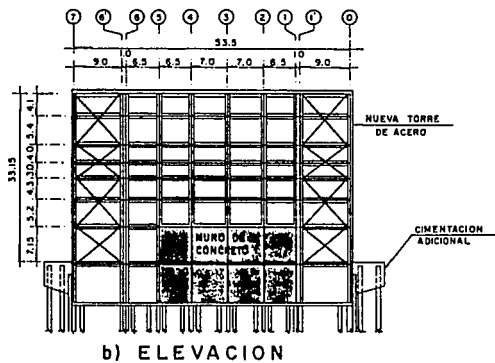
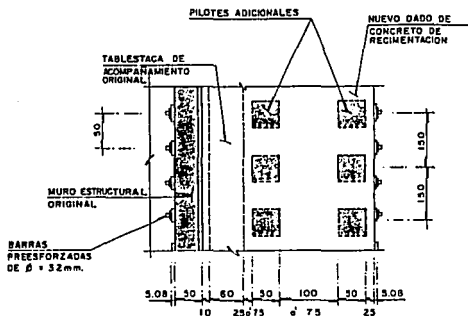
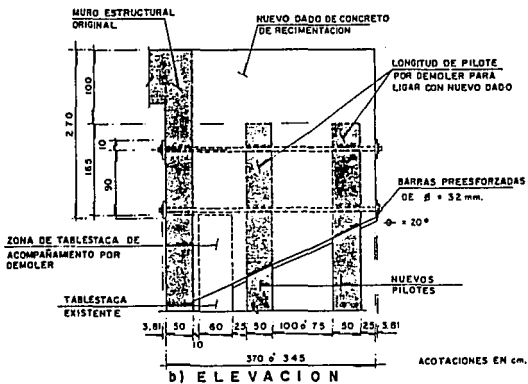


Figura 3.1 VISTA GENERAL DEL EDIFICIO REESTRUCTURADO



a) VISTA EN PLANTA



b) ELEVACION

Figura 3.2 CONEXION ENTRE LA NUEVA Y VIEJA CIMENTACION

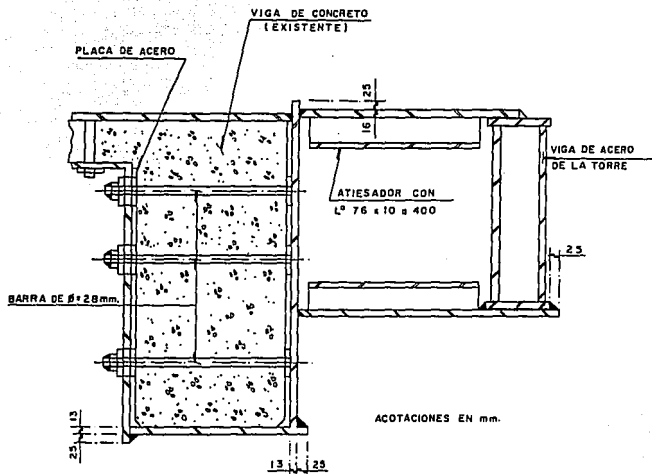
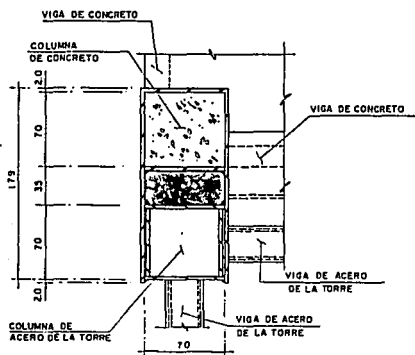
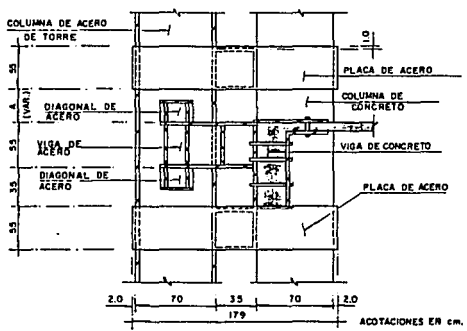


Figura 3.3 DETALLE DE CONEXIONES ENTRE VIGAS

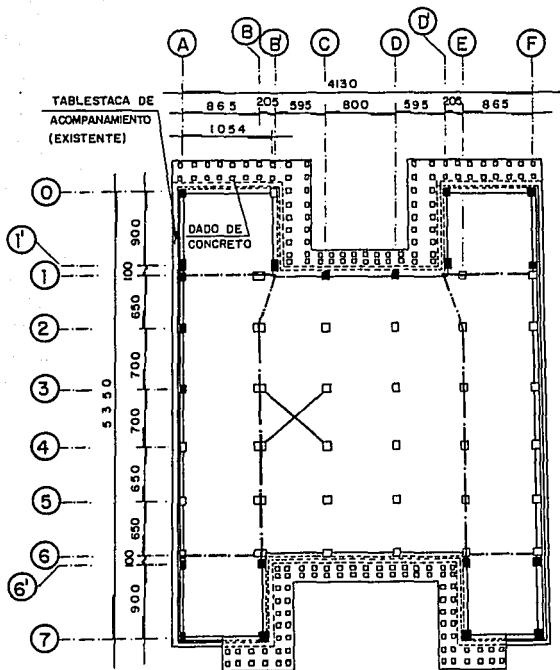


a) VISTA EN PLANTA



b) ELEVACION

Figura 3.4 CONEXION ENTRE COLUMNAS



ACOTACIONES EN CM.

Figura 3.5 MODIFICACION DE LA CIMENTACION MEDIANTE 158 NUEVOS PILOTES DE FRICCION

CAPITULO IV RESULTADOS DE ANALISIS SISMICO Y ESTRUCTURAL DE LA SOLUCION ADOPTADA.

4.1 MODELO DE ANALISIS DINAMICO MODAL REALIZADO AL EDIFICIO PUESTO CENTRAL DE CONTROL I

ANALISIS DINAMICO.

El análisis dinámico toma en cuenta la variación en el tiempo de la carga en magnitud, dirección y punto de aplicación.

Este análisis dinámico debe de satisfacer la compatibilidad de la naturaleza de los sismos, el comportamiento del subsuelo y el comportamiento de la estructura.

En general, el criterio estático lleva diseños más conservadores que el dinámico, la diferencia se acentúa en los edificios de gran altura debido a que en ellos el método dinámico reconoce una disminución del coeficiente de cortante en la base, proveniente de la gran longitud de sus períodos naturales, mientras que el método estático toma dicho coeficiente como independiente de los períodos naturales de vibración.

ANALISIS MODAL.

Si se usa el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con período mayor o igual a 0.4 seg, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de translación en cada dirección de análisis. Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en la sección 3 de las NTC-SISMO, reducidas como se establece en la sección 4 de las mismas.

Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.), se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión

$$S = (\sum S_i^2)^{1/2}$$

siempre que los períodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10% entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados habrán de multiplicarse por Q para calcular efectos de segundo orden así como para verificar que la estructura no alcanza ninguno de los estados límite de servicio a los que se refiere el capítulo VI, título VI del Reglamento.

REVISION POR CORTANTE BASAL.

Si el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_0 es menor que $0.8aW_0 / Q'$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que V_0 iguale a este valor.

Esta limitación tiene como finalidad cubrir casos de estructuraciones poco usuales donde el método dinámico podría llevar a esfuerzos excesivamente bajos, dejando la estructura indefensa contra características muy diferentes a las supuestas.

EFFECTOS BIDIRECCIONALES.

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán como se especifica en relación con el método estático de análisis sísmico. Igualmente aplicables son las demás disposiciones de la sección 8 de las normas en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala la presente sección.

Para el análisis de la estructura del PCC-I se empleo el programa ETABS tridimensional, el cual se describe a continuación:

DESCRIPCION DEL PROGRAMA "ETABS"

Hipótesis y consideraciones generales :

La estructura se modela como en ensamble de marcos verticales y muros de cortante interconectados por las losas que se suponen diafragmas infinitamente rígidos en su plano.

Elementos estructurales del tipo: Vigas, Columnas, Diagonales, Páneles, en que se incluyen los efectos de las deformaciones por flexión, cortante y axiales.

Elementos panel para modelar configuraciones Bidimensionales y Tridimensionales de muros de cortante.

Se incluyen (vigas y columnas) las dimensiones finitas de los nudos.

Tipos de cargas:

3 verticales (I, II, III)

2 laterales estáticas (A, B)

Dinámica (Modal espectral hasta en 3 direcciones; paso a paso en una dirección).

Resultados: Períodos y configuraciones modales, factores de participación, desplazamientos y elementos mecánicos.

VENTAJAS.

Análisis rápido y fácil de edificios de geometría simple.

Facilidad para manejar información.

Manejo de la rigidez en el plano de los sistemas de piso.

Aplicación de las cargas verticales y laterales.

Manejo de las dimensiones finitas de los nudos.

Forma de concentrar la masa de la estructura a nivel del piso.

Manejo de combinaciones de cargas típicas de códigos.

Resultados a paños para diseño.

Forma de impresión de resultados, ya sea en términos de marco, entrepiso o por elemento estructural.

Graficación. Configuraciones del tipo no deformadas y deformadas (estáticas y modales).

TERMINOLOGIA.

1.- MARCOS.

El Sistema Edificio es el ensamble de marcos verticales interconectados en cada nivel por un piso horizontal.

Marco es el ensamble de líneas de columnas, reales o ficticias, cada una de las cuales puede estar ligada a otra por medio de crujiñas (vigas), diagonales o paneles.

Elementos ficticios son los miembros de propiedad cero para definir los marcos de forma rectangular.

2.- DIAFRAGMAS DE PISO.

Se consideran infinitamente rígidos en su plano.

Liga todas las líneas de columnas de los marcos en cada uno de los niveles.

3.- SISTEMAS DE EJES DE REFERENCIA.

3.1 GLOBAL.

El origen se selecciona arbitrariamente y es igual para todos los niveles. Con respecto a este origen y ejes globales quedan referenciados los centros de masa, cargas laterales (estáticas y dinámicas) y posición de los marcos.

Solo hay un sistema de ejes de referencia global.

3.2 LOCALES.

El origen para cada marco se selecciona arbitrariamente en la vista de planta del marco, siendo este punto el origen del marco.

4.- CONDICIONES DE CARGA.

Condición de Carga: Verticales (I, II y III), laterales estáticas (A y B) y dinámicas (1,2 y 3).

Las combinaciones de condiciones de carga no tienen límite.

Las cargas por peso propio de miembros pueden generarse automáticamente.

PREPARACION DE DATOS.

1.- INFORMACION GENERAL

Definir los elementos del sistema estructural (marcos, muros de cortante, etc.)

Fijar los niveles de piso (horizontal).

Sobre un croquis de las plantas dibujar las líneas de columnas y crujeas asociadas a los marcos.

Seleccionar el sistema de ejes globales.

Sobre un croquis de los marcos indicar las líneas de columnas, las crujeas, niveles y alturas, tamaños de miembros, tipos de cargas verticales y valores e identificación del tipo de propiedad de los miembros estructurales.

En caso de que no se genere automáticamente indicar las cargas laterales estáticas, espectros de respuesta, acelerogramas para análisis dinámicos y combinaciones de cargas.

2.- FORMATO LIBRE.

Los datos se preparan en formato libre (esto es, no hay que respetar campos de columnas, en cada línea que se esta creando).

Cada número (dato) va separado del siguiente por un espacio en blanco (aun para un dato nulo debe dejarse espacio en blanco).

80 caracteres máximo por línea.

No son necesarios los números decimales; conviene ponerlos para fines de revisión.

3.- UNIDADES.

Debe haber consistencia en las unidades utilizadas.

4.- ORGANIZACION DE ENTRADA DE DATOS.

11 secciones de datos.

Los datos para cada sección están según:

Variable (nomenclatura del programa).

Campo (número que corresponde a la secuencia en que la variable va en una línea).

Nota (descripción de posibles opciones e información importante).

Nombre (breve descripción de la opción).

Resumen de entrada de datos:

No. Sección	Tipos de Datos
1	Datos de control
2	Masas
3	Entrepiso
4	Propiedades de Materiales
5	Propiedades de Secciones
6	Definición de los Marcos
7	Localización de los Marcos
8	Cargas Laterales Estáticas
9	Espectros de Respuesta
10	Acelerogramas
11	Casos de Cargas

Evaluación de cargas.

Conforme a lo dispuesto por el Reglamento actual en el artículo 186 del capítulo III, correspondiente a las categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras en su intensidad máxima se manejaron tres tipos: como acciones permanentes las causadas por la carga muerta, las acciones variables por la carga viva y las acciones accidentales por efectos sísmicos.

Para la determinación de las fuerzas accidentales producidas por efectos sísmicos, se estableció el coeficiente respectivo. Este valor se adoptó teniendo en cuenta la localización, grupo y factor de comportamiento sísmico de la estructura en su conjunto, incluyendo las cuatro torres metálicas que constituyen la reestructuración.

El análisis de la estructura se realizó formando marcos ortogonales sujetos a cargas gravitacionales y cargas sísmicas, realizándose las siguientes combinaciones :

- Cargas gravitacionales
- Cargas gravitacionales más sismo en dirección "X" más 30% del sismo en dirección "Y"
- Cargas gravitacionales más sismo en dirección "Y" más 30% del sismo en dirección "X"

En la evaluación de las cargas mencionadas anteriormente es importante mencionar la calidad de los materiales; tomando en consideración las cuatro torres metálicas de la reestructuración del edificio y las especificaciones en vigor, se consideraron las siguientes resistencias de los materiales por utilizar:

Resistencia a la compresión en el concreto del dado de transmisión y del pilote de fricción	$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia en el acero de refuerzo para varillas del No. 2.5 ó mayores	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia en varillas del No.2 ó varillas lisas	$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia en el acero de las placas que conforman los perfiles estructurales, placas base, etc. (A-36)	$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia mínima a la ruptura en las barras de presfuerzo del tipo 270 k de 1/2" de diámetro	$f_r = 7873 \text{ kg/cm}^2$
Electrodos para soldadura manual de acero que se ajustarán a la especificación A.W.S. del apartado 5.1 del tipo E-70 (Resistencia mínima a la ruptura por tensión del material depositado por el electrodo)	$f_r = 4900 \text{ kg/cm}^2$

Así mismo se determinaron los desplazamientos de los distintos marcos para las diferentes condiciones de carga que obran en ellos y los periodos naturales de vibración; ambos resultados se obtuvieron en las dos direcciones de análisis del edificio reestructurado.

Para el edificio en su conjunto, incluyendo las torres de reestructuración, se obtuvieron del análisis dinámico modal por medio del programa de computadora ETABS, para las diferentes condiciones de sollicitaciones impuestas, los desplazamientos por entreplazo.

Los desplazamientos calculados por efectos sísmicos y su combinación se multiplicaron por el factor de comportamiento sísmico de $Q = 3.0$, como lo marcan las normas vigentes, para ser comparados por los permisibles, los cuales se consideraron igual a $0.012H$ por no tener elementos no estructurales ligados a la estructura. Dicha comparación fue iterativa al ir variando las secciones de las barras que conforman las cuatro torres metálicas, hasta lograr cumplir con este requisito y que además la estructura existente no presentara problemas de resistencia.

A medida que se ha generado información acerca de la respuesta de estructuras sometidas a las fuerzas producidas por sismos o por el viento, se ha mostrado que la interacción suelo-estructura puede influir de manera significativa en dicha respuesta. La interacción representa un fenómeno muy importante, en el cual las condiciones de frontera impuestas por el suelo al movimiento de la estructura, se manifiestan

de manera clara y pueden variar desde la correspondencia a base prácticamente empotrada, hasta la condición flexible, como la que se encuentra en la base de los edificios cimentados sobre terrenos arcillosos de alto contenido del agua, como sucede en la zona del lago del valle de México en la cual se encuentra ubicado el edificio de nuestro estudio .

En las NTC-SISMO se incluye un apéndice para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de edificios. Para ello se deben tomar en cuenta las contribuciones provenientes del desplazamiento horizontal y de la rotación de la base o cimentación de la construcción según lo estipula la sección A7 de dichas Normas.

Una vez conocidas las condiciones de frontera del modelo y la distribución de masa en cada nivel del edificio, con el programa ETABS se determinaron las frecuencias y los modos característicos.

Se obtuvieron los períodos naturales del edificio mediante la consideración de estar apoyado sobre una base rígida con el edificio sin torres de reestructuración y con torres de reestructuración, con el fin de realizar la comparación respectiva entre los modelos utilizados y las mediciones tomadas directamente.

Además se consideraron los efectos de la Interacción suelo-estructura en tres etapas de la reestructuración: edificio inicial sin torres, edificio inicial con torres ligadas y edificio inicial con dado de cimentación. De cada uno de estos casos se determinaron los períodos fundamentales de vibración, para comparar con las mediciones de aceleraciones generadas por la vibración ambiental en las respectivas etapas constructivas.

Lo anterior se realizó considerando un módulo de elasticidad del concreto de la estructura existente de $E=14000\sqrt{f_c}$ de acuerdo al R.C.D.F.-87. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla No.13 que se presenta más adelante.

Se realizaron pruebas de vibración ambiental (realizadas por la Fundación ICA) en la estructura, en las diferentes etapas del dado de cimentación y torres metálicas de reestructuración para determinar los primeros períodos naturales del edificio en sus dos direcciones principales y el período en torsión.

En este edificio en particular, los períodos de oscilación medidos servirán como dato básico para vigilar los efectos de sismos futuros. Así, si después de un sismo intenso se vuelven a medir los períodos de la estructura, la diferencia entre los valores antes y después del sismo indicarán en que grado ha sufrido deterioro, sea éste aparente o no.

Los objetivos principales de estas pruebas de oscilación fueron principalmente: medir los períodos de los principales modos de la estructura mediante la excitación ambiental producida por la actividad humana en la cercanía, relacionar los datos obtenidos con lo que prescribe el R.C.D.F.-87 y los obtenidos del análisis estructural realizado en microcomputadora y finalmente, incorporar dichos valores iniciales a una base de datos sobre la evolución de estos períodos a través del tiempo mediante la instrumentación sísmica del edificio.

De información verbal, para estas mediciones se colocaron aparatos en diferentes niveles del edificio; solo fue posible obtener información de los períodos medidos en la estructura inicial sin torres y la estructura ya reforzada. Los valores respectivos se presentan en la Tabla No.13 que se muestra más adelante.

Los diferentes análisis sísmicos se realizaron mediante el análisis elástico modal espectral para lo que fueron utilizados los espectros de respuesta de la estación SCT para un porcentaje de amortiguamiento del 5%. Se escogió esta estación por considerarse que presenta condiciones del subsuelo de cimentación semejantes a las del sitio en estudio. Se hizo énfasis en el análisis del sismo actuando en la dirección E-W por ser muy semejante la respuesta en ambas direcciones de análisis al considerar el edificio reestructurado y el original debido a la casi perfecta simetría en su estructuración.

El espectro de respuesta para un porcentaje de amortiguamiento del 5% se puede ver en la Fig. 4.1, además se presenta el espectro de diseño especificado por el R.C.D.F.-87 para estructuras del Grupo A y el espectro de sitio utilizado para el diseño de la reestructuración del edificio.

Se puede observar que los períodos calculados de la estructura original y la reforzada caen en una zona del espectro en donde las ordenadas son moderadas.

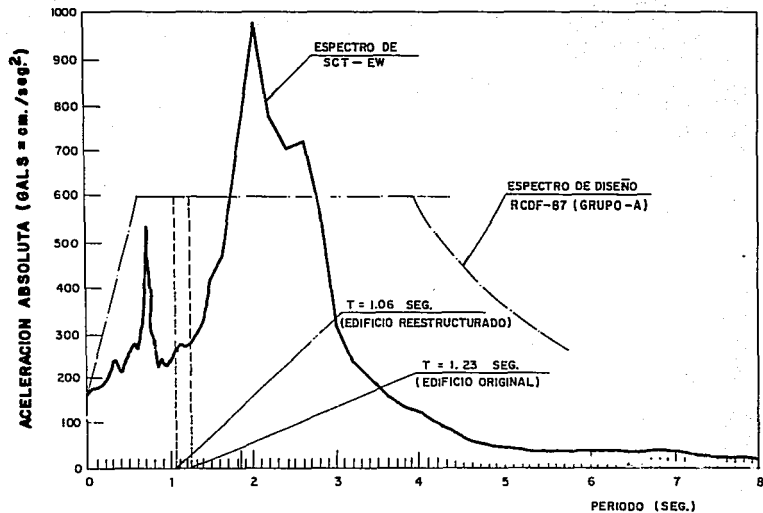


FIG. 4J:- ESPECTRO DE RESPUESTA PARA EL AREA DEL LAGO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

4.2 ANALISIS ESTRUCTURAL.

Se realizó la revisión estructural del edificio existente y el diseño de los elementos que conforman las cuatro torres metálicas con los resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral según lo estipulan las Normas Técnicas Complementarias correspondientes.

Resulta conveniente señalar que las secciones de todos y cada uno de los elementos que conforman las torres metálicas de la alternativa final, resultaron de un proceso iterativo hasta poder lograr cumplir con la restricción de los desplazamientos de entresijos; se puede decir que rigió rigidez sobre resistencia, porque una vez satisfecho el requisito de estado límite de servicio se procedió a revisar la estructura de concreto reforzado del edificio existente y el diseño de las torres metálicas.

Para el análisis de la cimentación del edificio de manera global, o sea considerando a la parte existente y las cuatro torres de reestructuración, se calcularon las cargas últimas a nivel de cimentación y los momentos de volteo provocados por éstas para las siguientes condiciones de carga :

- a) Carga muerta.
- b) Carga muerta + carga viva máxima.
- c) Carga muerta + carga viva media (para cálculo de asentamientos).
- d) Carga muerta + carga reducida \pm sismo con sus diferentes combinaciones.

Con lo anterior se determinaron los esfuerzos últimos en el suelo y se prosiguió a definir el número necesario de pilotes adicionales para cumplir con los requerimientos que estipula el Reglamento vigente, lo cual se realizó de manera iterativa. Una vez conocida la condición de carga más desfavorable para los pilotes de fricción se revisó el pilote más esforzado, tanto de los nuevos como de los existentes, para la condición estática como para la dinámica hasta lograr satisfacer los requisitos de seguridad y de servicio del pilote.

Los pilotes de fricción para la cimentación del edificio en su concepción global se consideraron de sección cuadrada de 50 cm por lado y con una longitud de 29.40 m. Su diseño estructural se basó en lo estipulado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, las cuales también fueron empleadas para el diseño del dado de transmisión de la cimentación y se basa en el criterio de resistencia última considerándose los siguientes factores de carga y reducción, diseñando cada elemento para la condición más desfavorable.

Factores de Carga :

- | | |
|------------------------------------|-------------|
| a) Carga Gravitacional | F.C. = 1.50 |
| b) Carga Gravitacional \pm Sismo | F.C. = 1.10 |

Factores de Reducción :

- | | |
|--------------------|-------------|
| a) Flexión | F.R. = 0.90 |
| b) Flexocompresión | F.R. = 0.80 |
| c) Cortante | F.R. = 0.80 |

Torres Metálicas Contraventeadas

Para el diseño de todos y cada uno de los elementos estructurales que conforman las cuatro torres metálicas de reestructuración del edificio se utilizó la teoría de esfuerzos permisibles (Teoría Elástica) y se diseñó cada elemento con la condición más desfavorable. A continuación se presentan los esfuerzos permisibles utilizados para el caso.

a) Carga Gravitacional

FLEXION : Se definió de acuerdo al tipo de falla que rigió en el diseño, ya fuera por pandeo lateral elástico, inelástico o por pandeo local de la sección.
(ver especificaciones para diseño en el Manual de construcción en Acero).

COMPRESION : Se definió considerando la esbeltez de la pieza completa considerando el rango donde se encontraba el esfuerzo crítico.
(ver especificaciones para diseño en el Manual de construcción en Acero).

CORTANTE : Esta se calculó tomando en cuenta la relación de aspecto de las placas así como las condiciones de sujeción en sus extremos.
(ver especificaciones para diseño en el Manual de construcción en Acero).

TENSION : $0.6 F_y$, para los elementos trabajando a tensión solamente. F_y indica el esfuerzo de fluencia de los perfiles de acero estructural A-36 con valor nominal de 2530 kg/cm^2 .

b) Carga Gravitacional + Carga Accidental

Para estos esfuerzos, se consideraron los anteriormente calculados en el inciso a, incrementados en 33% ya que la combinación de cargas incluye a las accidentales.

CAPITULO V : REVISION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES REPRESENTATIVOS Y DE ESTADOS LIMITE DE SERVICIO EN LA ESTRUCTURA REFORZADA.

5.1 REVISION DE TRABES, COLUMNAS Y ESTADOS LIMITE DE SERVICIO.

Del análisis modal espectral se obtuvieron las distribuciones de cortantes para la estructura existente y las cuatro torres, la cual se presenta en la Tabla No.14. Se puede apreciar que en los niveles superiores la participación de las torres fue importante en el orden del 50% y en los niveles inferiores fue de un 70% y en el primer nivel fue mínima debido a la existencia de los muros de concreto en la planta baja de la estructura original. Es adecuado señalar que el análisis se realizó suponiendo que el concreto permaneció sin agrietamiento con características de comportamiento elástico. Los desplazamientos que se presentaron en la estructura ya rigidizada se observan en la Fig. 5.1, y se puede ver que no sobrepasan los permisibles siendo estos últimos del orden del triple de los calculados.

En el edificio reestructurado el desplazamiento en la azotea se redujo a 12 cm, la cuarta parte de los permitidos por el reglamento, y en la base de la cimentación dicho desplazamiento fue de solo 5 cm.

Se realizó una comparación entre los elementos mecánicos actuantes para el Marco "5" (se tomó este Marco por presentar los elementos mecánicos más desfavorables de los que en un principio se habían seleccionado que era el Marco "D" y el Marco "5") y los resistentes al tener a la estructura original reestructurada; para lo anterior se consideró la relación entre ambos valores tanto para trabes por cortante y flexión, y columnas por cortante y flexocompresión o flexotensión según el caso.

La resistencia de los elementos de concreto del marco fue calculada con base en las NTC del reglamento, donde se usaron los factores de reducción de resistencia especificados pero no así los factores de carga respectivos.

En la Figura No. 5.2 se observa que casi la totalidad de las trabes analizadas, los factores no rebasan la unidad tanto a cortante como a flexión, con excepción de algunas en el nivel azotea. Para las columnas los factores por cortante rebasan la unidad en los niveles cuatro y cinco de las ubicadas en el centro del Marco (Ver Fig. 5.3), Para flexocompresión o flexotensión casi la totalidad de los factores de las columnas es menor que la unidad con excepción de algunas ubicadas en los niveles intermedios y centrales como se puede ver en la Fig.5.4.

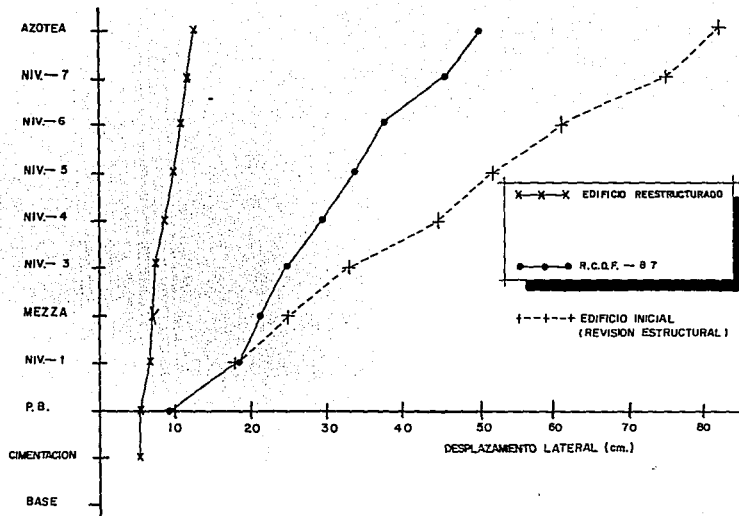


Fig.5.1- DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE LA ESTRUCTURA SUJETA AL ESPECTRO DE RESPUESTA DE S.C.T. (COMPONENTE E-W) CON 5% DE AMORTIGUAMIENTO.

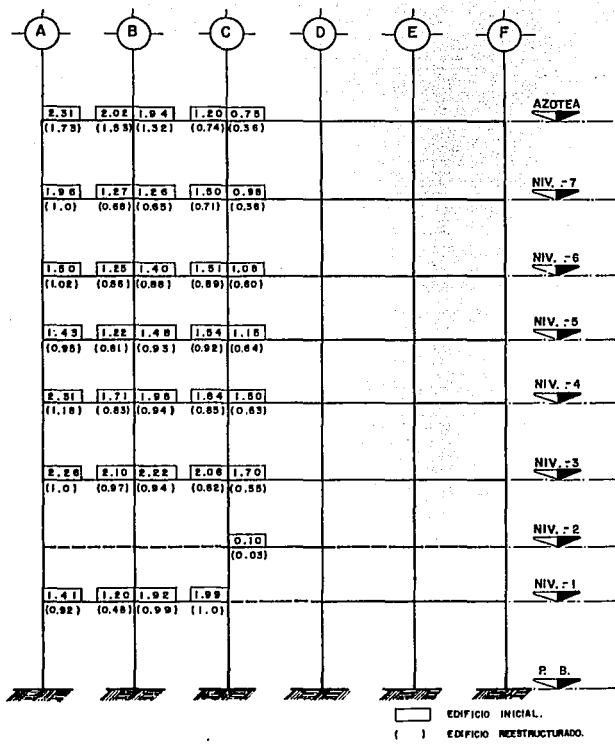


Figura 5.2 MARCO 5 (DIRECCION OTE. - PTE.) FACTORES POR FLEXION EN TRABES

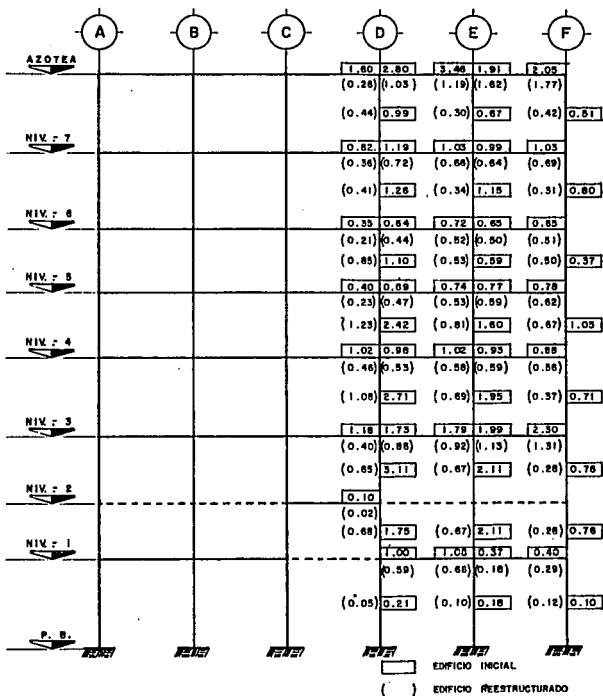


Figura 5.3 MARCO 5 (DIRECCION OTE. - PTE.) FACTORES POR CORTANTE EN TRABES Y COLUMNAS

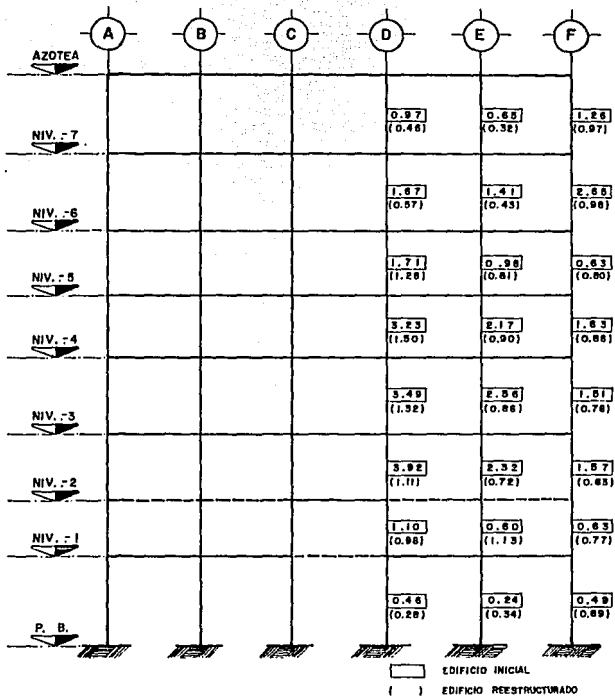


Figura 5.4 MARCO 5 (DIRECCION OTE. - PTE.) FACTORES POR FLEXOCOMPRESION O FLEXOTENSION EN COLUMNAS

El que estos indicadores hayan alcanzado valores iguales a la unidad no significa que los miembros hayan fallado, pues debe recordarse que existe un factor de seguridad implícito en los cálculos.

En algunas columnas de concreto, se presentaron cargas axiales muy pequeñas e incluso negativas (tensión) en los marcos intermedios. Además, en el extremo opuesto del edificio la compresión axial en las columnas de concreto se observó muy cercana a la capacidad última. Aunque se determinaron valores de elementos mecánicos actuantes elevados y muy cercanos a las capacidades últimas, estas no fueron excedidas y por tanto se considera que la estructura tiene la resistencia requerida al estar sujeta al espectro de respuesta de la estación SCT en la dirección E-W para un porcentaje de amortiguamiento del 5%, y se considera que la estructura respondió en forma bastante aceptable al comportamiento esperado.

Los periodos obtenidos de los modelos analíticos mencionados indican que el edificio muestra una rigidez ligeramente mayor en la dirección oriente-poniente considerando o no las torres de reestructuración.

Al considerar la base rígida del edificio (ver Tabla No.13) se observa un decremento en el período natural de vibración del caso reestructurado al original de 50% en la dirección norte-sur, ya que de un valor de 1.08 seg disminuyó a 0.72 seg. Para la dirección oriente -poniente dicho decremento es del 47%, ya que de 1.0 seg se redujo a 0.68 seg. Finalmente para el modo a torsión el porcentaje de disminución es del 109%, ya que de 0.96 seg disminuyó a 0.46 seg.

Si tomamos en cuenta la interacción suelo-estructura (ver Tabla No.13) el decremento en el período natural de vibración del caso reestructurado al original en la dirección norte-sur fue del 18% ya que de un valor de 1.29 seg paso a 1.09 seg. En la dirección oriente-poniente la reducción fue del 16%, ya que de 1.23 seg se redujo a 1.06 seg. Para el modo a torsión la reducción fue del 98% ya que del valor inicial 0.97 seg decreció a 0.49 seg.

Así mismo, la Tabla No.13 presenta la comparación entre los periodos naturales de vibración calculados y medidos (primer modo) y se puede apreciar que los valores calculados considerando la interacción suelo-estructura para el edificio original son de 1.29 seg en la dirección norte-sur, 1.23 seg en la oriente-poniente y 0.97 seg en torsión lo que significa una diferencia con los medidos del 1.5, 5.7 y un 2% respectivamente.

Para el caso reestructurado los valores calculados son de 1.09 seg en la dirección norte-sur, 1.06 seg en oriente-poniente y 0.49 seg a torsión. Los medidos fueron de 0.95, 0.93 y 0.48 seg respectivamente, lo que significa una diferencia del 15, 14 y 2%.

Si consideramos únicamente la adición del dado de recimentación del edificio se puede observar que los periodos calculados para el primer modo de vibrar con la interacción suelo-estructura casi no se modifican con respecto a la condición original. Esto es debido a la gran masa que se adicionó al realizar dicha recimentación y que mantiene una relación directamente proporcional a la rigidez adicionada a la estructura por el dado de concreto reforzado, unido mediante barras de presfuerzo al cajón de cimentación inicial. Observando la tabla No.13 es claro que dicha diferencia es despreciable.

En la Fig. 4.1 se tienen representados los espectros de diseño y de respuesta para la zona compresible de la Ciudad de México. Si ubicamos los periodos obtenidos en los análisis para las distintas condiciones estructurales del edificio, se puede observar que si tomamos en cuenta al edificio reestructurado apoyado en una base rígida el valor del período fue de 0.68 seg en dirección oriente-poniente, lo que habría producido, según el espectro de respuesta, del sismo de STC E-W una aceleración absoluta de 360 gals. Con base flexible se obtuvo un período de 1.06 seg en la misma dirección al que corresponde una aceleración absoluta de 245 gals, que representa una diferencia del 47%. Esta diferencia se reduce e invierte a medida que el período con base flexible se acerque a los 2 seg.

TABLA No. 14 - COMPARACION DE FUERZAS INDUCIDAS EN EL EDIFICIO ORIGINAL Y EL REESTRUCTURADO (ESPECTRO SCT EN DIRECCION N-S)

NIVEL	PESO TOTAL (Ton.)		CORTANTE DE ENTREPISO (Ton.)		
	EDIFICIO ORIGINAL	EDIFICIO REESTRUCTURADO	EDIFICIO ORIGINAL	EDIFICIO REESTRUCTURADO	
				ESTRUC-TURA DE CONCRETO	TORRES DE ACERO
8	1 5 1 7	1 6 2 8	5 8 3	2 8 2	2 2 0
7	2 0 5 9	2 1 9 3	1 2 5 8	3 8 2	9 3 5
6	2 1 8 5	2 3 2 6	1 7 5 4	9 6 5	1 1 0 2
5	2 3 4 5	2 4 8 8	2 2 7 0	1 2 6 3	1 2 7 1
4	1 9 9 2	2 1 2 9	2 6 8 1	1 0 5 7	1 9 5 1
3	2 6 1 0	2 7 5 7	3 0 9 1	1 0 3 0	2 3 9 4
2	2 3 6	3 7 9	3 1 1 8	1 0 5 5	2 4 4 3
1	1 7 0 4	1 8 4 3	3 2 2 0	3 5 2 0	1 0 2

**TABLA - COMPARACION DE PERIODOS NATURALES PARA
No. 13 DIFERENTES CONDICIONES (EN SEG.)**

MODELO DE LA ESTRUCTURA	BASE RIGIDA			CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA			M EDIDOS		
	N-S	E-W	ROT.	N-S	E-W	ROT.	N-S	E-W	ROT.
EDIFICIO ORIGINAL	1.08	1.00	0.96	1.29	1.23	0.97	1.31	1.16	0.95
CON NUEVA CIMENTACION	—	—	—	1.31	1.24	0.97	—	—	—
EDIFICIO REESTRUCTURACION	0.72	0.68	0.46	1.09	1.06	0.49	0.95	0.93	0.48

5.2.- COMENTARIOS DE RESULTADOS OBTENIDOS.

Observando nuevamente las Figs. 5.2, 5.3, y 5.4 en las que se señalan los factores obtenidos al realizar la relación de elementos mecánicos actuantes y resistentes de los miembros estructurales del Marco "5", es clara la importancia de la adición de las torres de acero para reducir dichos valores, más sin embargo la reducción en los desplazamientos del edificio, que se presentan en la Fig. 5.1, entre una condición y la otra no resulta tan eficiente al reestructurar ya que estos se ven afectados por el desplazamiento inicial que presenta la cimentación al considerar la interacción suelo - estructura y cuyo valor promedio es de 5 cm.

Por lo tanto, el incremento en peso de la cimentación resultó de primordial importancia, ya que éste es considerable y aunque la rigidez de la estructura al adicionar las torres aumenta, se mantuvo una relación casi a la par en el nivel cimentación entre el incremento de ambos conceptos, como anteriormente se había comentado.

CAPITULO VI . CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El caso estudiado y presentado muestra algunos aspectos importantes de la reestructuración de edificios en la zona de lago de la Cd. de México.

todos los edificios considerados como esenciales o del grupo "A" por el Reglamento actual, deben someterse a una reestructuración, aún cuando no hayan sufrido daños en su estructura durante el sismo de 1985, como el que aquí se presenta.

La forma más eficaz de reestructurar un edificio es mediante la inclusión de nuevos elementos que proporcionen mayor rigidez de entrepiso y depende de los períodos del suelo y estructura. En estos casos es importante revisar la redistribución de las acciones y su concentración en la cimentación, así como la eficiencia de las conexiones entre la estructura original y los nuevos elementos. Las alternativas más usuales de reestructuración son: 1) Encamisado de columnas y/o traveses con concreto o acero; 2) Empleo de contraventes con diagonales de acero; 3) Adición de muros de rigidez; 4) Macromarcos perimetrales de acero y/o concreto.

Un factor adicional, determinante para la decisión del tipo de reestructuración en la superestructura, es el grado de refuerzo que puede llevarse a cabo en la cimentación. Los procedimientos de recimentación dependen en gran parte de las características geométricas de las cimentaciones en lo referente a espacios libres y maniobrables .

En este edificio se ha observado la efectividad y eficiencia de los sistemas de rigidización a base de marcos contraventados de acero; sin embargo, son varios los aspectos que deben considerarse de suma importancia para que cumpla su objetivo sin poner en peligro su estabilidad y seguridad. Como es conocido, una de las mayores ventajas que ofrece el uso de perfiles de acero estructural es el reducido incremento en el peso de los elementos de rigidez que se agregan a la estructura. En la Tabla No.14 puede observarse que para el PCC-I el peso total en la superestructura solo fue incrementado en 7%. El uso de elementos masivos de concreto reforzado reduce la eficiencia en la rigidización al incrementarse las fuerzas de inercia, sobre todo en los niveles altos respecto al terreno natural. El diseño de un sistema de rigidización deberá balancear la eficiencia del sismo comparando ganancia en rigidez contra incremento de cortante sísmico por aumento de las masas inerciales.

Otro aspecto importante que nunca hay que olvidar es el referente a la forma del espectro de respuesta, sobre todo en estructuras que se rigidicen en zonas de suelo blando de la Ciudad de México, ya que es claro que las estructuras que alcancen en su primer modo de vibrar un período natural próximo al del suelo corren un grave riesgo de entrar en una condición muy cercana a la resonancia, que ocasionaría enormes incrementos en las aceleraciones a que quedarían sujetas y en las fuerzas dinámicas que habrán de soportar. El riesgo se agudiza en las construcciones con período fundamental algo menor al del suelo, pues el deterioro que sufren durante los primeros ciclos de carga producidos por un temblor largo las debilita y acerca, cada vez más, a la condición crítica. Este fenómeno se agrava con

el tiempo, al quedar sometido el edificio a una sucesión de temblores, aunque ninguno de ellos sea demasiado intenso. Por lo cual, la decisión de rigidizar un edificio deberá ser tomada cuidadosamente con base en la interpretación de espectros de respuesta típicos en el sitio de la construcción. Para nuestro caso en particular el edificio original tenía 1.23 seg de período que lo colocaba en la rama ascendente crítica de mayor intensidad del espectro, el cual al no reestructurarse, con el paso del tiempo se podría acercar a dicha zona al ocurrir una serie de eventos sísmicos moderados y/o intensos. (Ver Fig. 4.1); pero al rigidizarse cambió el período a 1.06 seg alejándolo de la zona crítica del espectro con un 16% de reducción.

Un aspecto también muy importante es que en suelos blandos, cuando una estructura es rigidizada, la rotación y traslación de la cimentación aumentan, lo cual deberá tomarse en cuenta dadas las características del espectro de respuesta, pues aún hoy en día es práctica común el analizar las estructuras considerando cimentaciones rígidas o empotradas, corriendo el riesgo de subdiseñar la estructura. Al considerar lo anteriormente señalado, o sea la flexibilidad en la base, se puede ver que realmente existe un menor aumento en la rigidez del edificio ya reestructurado que si se considerara apoyado en una base rígida.

De la gráfica de desplazamientos acumulados (Ver Fig. 5.1) resalta notablemente la contribución de la traslación y rotación de la cimentación como cuerpo rígido al desplazamiento lateral como se señaló en su oportunidad.

También al aumentar los desplazamientos en la cimentación aumentan los desplazamientos laterales totales (Ver Fig. 5.1) que serán mayores que los calculados con base rígida, por lo que si el edificio tuviera estructuras vecinas cercanas podrían chocar si la separación entre ellos no fuera la adecuada. Además al aumentar dichos desplazamientos se debe verificar que no ocasionen problemas secundarios en el equipo electrónico y eléctrico que aloja el edificio objeto de este escrito.

Entonces resulta primordial que en el diseño de los sistemas de rigidez se incluyan los efectos que produce la flexibilidad del suelo para estimar en forma realista el cortante sísmico, incremento neto de rigidez, desplazamientos laterales totales, la separación con estructuras vecinas en caso de que existan y los desplazamientos de entrepiso netos.

Para el tipo de reestructuración aquí utilizada resulta de primordial importancia el diseño de los elementos de conexión de las torres metálicas de rigidez, sin los cuales el cortante no podría transmitirse desde amplias zonas con masa distribuida hacia puntos discretos de elementos muy rígidos. En este aspecto las losas o diafragmas juegan un papel muy importante, pero no solo estos elementos deben revisarse, porque aunque se asigne la totalidad del cortante a los elementos de acero es recomendable revisar los esfuerzos en la estructura original para prevenir condiciones desfavorables.

El aspecto más delicado de una rigidización le corresponde a la recimentación, (como ocurrió en la reestructuración aquí tratada), puesto que se incrementan considerablemente las descargas en columnas lo que implica gran dificultad en el diseño del refuerzo y elevados costos de construcción. Por lo tanto en el análisis y diseño de la cimentación deberá dedicarse especial cuidado por tratarse de fuertes concentraciones de carga. La factibilidad constructiva del refuerzo es determinante.

Para obtener una mejor reducción de las discrepancias entre mediciones y los modelos teóricos es necesario considerar que la estructura se puede representar con suficiente aproximación, mediante un modelo matemático que considere: las propiedades geométricas, la distribución de los elementos no estructurales, las propiedades dinámicas de los materiales que la forman, así como modelos simplificados de la subestructura.

Los resultados más cercanos a las medidas fueron los obtenidos al considerar un módulo de elasticidad en los elementos de concreto reforzado de la estructura existente de 14000 fc como lo estipula el R.C.D.F.-87, por lo que los resultados del análisis varían radicalmente según los valores que se adopten para las propiedades geométricas y dinámicas. De los resultados de los análisis estructurales realizados se observa una importante reducción de los periodos naturales de vibración de la estructura al adicionar las torres metálicas de reestructuración, sobre todo en el modo a torsión.

7

Los modos de vibrar en pequeñas deformaciones de los edificios se pueden identificar con facilidad mediante la técnica de medición descrita en este trabajo; su uso sistemático permite observar la evolución de las propiedades dinámicas de construcciones antes y después de sismos intensos.

El considerar la interacción suelo-estructura en el análisis del edificio propició un incremento en los periodos naturales de vibración del edificio, ya sea con torres y sin torres de reestructuración.

De acuerdo a los resultados obtenidos se vislumbra que no puede existir resonancia entre el movimiento del suelo y el de la estructura reestructurada ya que los valores obtenidos y medidos resultan ser menores que $T=2.25$ seg que es el período del suelo en esta zona.

Se podría mencionar que como caso especial el edificio denominado " Ing. Bernardo Quintana Arriola ", se trata de una estructura esencial para la seguridad y bienestar público en caso de emergencia para la zona metropolitana, por lo que la reestructuración llevada a cabo satisface las normas y coeficientes estipulados en el apartado de seguridad estructural que marca en Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión de 1987.

Así como esta estructura, se debe de hacer un estudio minucioso relacionado con dictámenes técnicos de seguridad estructural y dependiendo de las conclusiones de esa revisión, los proyectos de refuerzo en los casos que se requieran para aquellas construcciones que se encuentren en la misma situación que la descrita en un principio y se proceda a regularizarlas de la misma manera con la finalidad de prevenir daños irreparables, como lo sería la pérdida de vidas humanas principalmente, colapsos, suspensión de servicios importantes u otros.

Es importante crear conciencia en toda la gente, acerca de la concepción de futuros movimientos sísmicos y sus consecuencias; lamentablemente los estudios realizados hasta hoy en día no son lo suficientemente confiables para que la ciudadanía quede fuera de este concepto, pero sí se le puede exhortar para que la calidad de las construcciones sea la adecuada para resistir éstos fenómenos.

Los mexicanos, en diferentes circunstancias, ante contingencias adversas y en la presencia de fenómenos naturales que han ocasionado grandes problemas, hemos sabido responder a través de un sentimiento y acción solidarios como lo fue en septiembre de 1985, en donde a raíz de ese suceso, amplia ha sido la participación de los ingenieros civiles en estos menesteres, dadas las características de nuestro quehacer profesional, así como el objetivo fundamental de la carrera que es mejorar la calidad de vida del ser humano, a través de un estrecho contacto con la naturaleza, lo que nos permite estudiarla, conocerla y en su caso, poder transformarla.

Con el trabajo aquí presentado, se ha cumplido con el objetivo inicial que fue la selección de alternativas de reestructuración en base a la optimización de recursos disponibles para no suspender el servicio que ofrece la estructura presentada por lo vital que es para la urbe en que nos encontramos y ser más eficientes día con día en el concepto de Ingeniería aplicado en este caso al Sistema de Transporte Colectivo Metro de la Ciudad de México.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones" Diario Oficial del D.D.F. (jul. 1987).
- 2.- Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto" Gaceta oficial del D.D.F. (nov. 1987).
- 3.- Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero" Gaceta oficial del D.D.F. (nov. 1987).
- 4.- Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". Gaceta oficial del D.D.F. (nov. 1987).
- 5.- Departamento del Distrito Federal, "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto" Instituto de Ingeniería U.N.A.M. (nov. 1987).
- 6.- Foutch D. A., Hjeltnad. K. D., Del Valle - Calderón, E., Figueroa - Gutiérrez, E. and Downs, R. E. Studies of Seismic Strengthening for Two Buildings in México City (en Inglés) Earthquake Spectra, Vol. 4 Num. 3 Aug. 1988.
- 7.- Fundación ICA, "Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985", Ed. Limusa, México, 1987.
- 8.- Instituto Mexicano de Construcción en Acero A.C. "Manual de Construcción en Acero", Vol. 1, Ed. Limusa, México, 1990.
- 9.- Jesús Iglesias J., Francisco Robles, José de la Cera A., Oscar M. González, "Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería", Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana, México, 1987.
- 10.- Maison, B.F. Y C.F. Neuss, ETABS Program, Reporte de National Science Foundation, J. G. Boukamp Inc., Berkeley, California, ene. 1983.
- 11.- Rodríguez Cuevas, N. "Análisis experimental de vibraciones en edificios". V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, Ver., SMIE (1986), B8-01-B8-11.

- 12.- Rodríguez Cuevas, N, y González Alcorta, R, "Correlación entre características dinámicas observadas y calculadas de un edificio". Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Querétaro, Qro. (nov. 1987), C168 - C184.
- 13.- Romo MP y Villarraga R. (1986). "Análisis de los efectos de interacción dinámica suelo - estructura" Memorias del Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Zihuatanejo, Gro. 6 de nov.
- 14.- Archivo personal.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**