

17
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA *2EJ*

REVISION Y REESTRUCTURACION DE UN EDIFICIO
DE NUEVE NIVELES, EN TOLUCA ESTADO DE MEXICO

FALLA DE ORIGEN

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA
JAVIER ARROYO MORENO



MEXICO, D.F.

1995



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
60-1-078

SR. JAVIER ARROYO MORENO
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Alfredo Carlos Arroyo Vega, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de ingeniero civil.


REVISIÓN Y REESTRUCTURACIÓN DE UN EDIFICIO DE NUEVE
NIVELES EN TOLUCA, EDO. DE MÉXICO

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ESTUDIOS PRELIMINARES
- III. REVISIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE
- IV. PROPUESTA DE REESTRUCTURACIÓN
- V. ANÁLISIS Y REVISIÓN DE LA NUEVA ESTRUCTURA
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que se deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar examen profesional.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Ciudad Universitaria, D.F. a 17 de abril de 1991
EL DIRECTOR


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS

JMCS/BAV/jrs*



Compañía de Teléfonos y Bienes Raíces, S.A. de C.V.

RIO PANICO No. 38 7o PISO

DELEGACIÓN LA ABATEMOL

DISTRITO FEDERAL

Mayo 2 de 1991.

Na. Ref.: Mibr-254/91

Sr. Javier Arroyo Moreno
Presente.

En relación a su solicitud para desarrollar su Tesis con el tema de Proyecto de Reestructuración de la CTL. MERCERIA, me permito comunicarle que no existe ningún inconveniente para que haga la investigación de su tesis sobre dicho tema. Para cualquier asunto relacionado con información que requiera para apoyarse en su investigación, deberá acudir con el Ing. Gustavo Cruz Villafranco Subgerente de Reestructuración, a fin de que le facilite los datos requeridos por usted.

Sin otro particular aprovecho la ocasión para felicitarlo por haber elegido en primera instancia uno de los edificios de mayor altura que tenemos instalados y finalmente el reto que significa el acondicionar la Central Telefónica a los factores de diseño que dictan las normas actuales.

Atentamente

Arq. Leonel González Tejeda
Gerente de Obras Civiles

*prpm.

A MIS PADRES

Sr. Ignacio Arroyo Cepeda.
Sra. Genoveva Moreno de Arroyo.

Por su dedicación, apoyo y comprensión
que siempre me han brindado

A MIS HERMANOS

Ignacio,
José Manuel,
Marco Antonio,
y Rocio Guadalupe.

Al Sr. Ignacio Arroyo Anduiza. (☺)

A S. D. D.

A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS

Manuel Salas F.
Alberto Gómez U.
Sergio Mendoza S.
Eduardo Balandrano G.
Daniel Martínez P.
Raúl Saavedra H.
Jesús Coronel.
Emilio Flores C.

Bernardo Gómez C.
Alfredo Gutiérrez L.
Roberto Suárez A.
Ernesto Cabello A.
Gabriel Vivas G

RECONOCIMIENTOS

Desco expresar un especial agradecimiento a las siguientes personas que contribuyeron a la realización de este trabajo:

**AL DIRECTOR DE LA TESIS
ING. ALFREDO CARLOS ARROYO VEGA.**
Por su tiempo y dedicación.

AL ING. GUSTAVO CRUZ VILLAFRANCO.
Por las facilidades otorgadas para la elaboración del escrito.

AL ING. ENRIQUE DEL VALLE C.
Por su experiencia y sus valiosos comentarios.

A CONSULTORÍA INTEGRAL EN INGENIERÍA S.A. de C.V. (CONISA)
Por la información facilitada para la elaboración del escrito.

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

INDICE

	Pag.
I.- INTRODUCCION.	
I.1.- Antecedentes.....	1
I.2.- Objetivos y Alcances.....	5
I.3.- Seguridad en las estructuras.....	7
I.4.- Naturaleza de la acción sísmica.....	10
II.- ESTUDIOS PRELIMINARES.	
II.1.- Generalidades.....	17
II.2.- Descripción de la estructura existente.....	18
II.3.- Estudios Complementarios para la revisión estructural.....	24
II.3.1.- Estudio de Mecánica de Suelos.....	24
II.3.2.- Pruebas de Oscilación ambiental en la estructura existente.....	31
III.- REVISION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE.	
III.1.- Criterios y parámetros para el análisis estructural.....	37
III.2.- Análisis y revisión de la estructura existente.....	42
III.2.1.- Análisis por Cargas Verticales.....	43
III.2.2.- Análisis por Carga Vertical más Sismo.....	56
III.3.- Resultados Generales.....	83
III.4.- Revisión de la Cimentación.....	90
III.5.- Análisis comparativo de la evolución de las normas para diseño por sismo, según RCDF.....	102

IV.-	PROPUESTA DE REESTRUCTURACION.	
<i>IV.1.-</i>	<i>Generalidades.....</i>	111
<i>IV.2.-</i>	<i>Criterios de reestructuración.....</i>	112
<i>IV.3.-</i>	<i>Alternativas de rigidización.....</i>	116
<i>IV.4.-</i>	<i>Tipo de Reestructuración elegido.....</i>	120
V.-	ANALISIS Y REVISION DE LA NUEVA ESTRUCTURA.	
<i>V.1.-</i>	<i>Criterios y parámetros para el diseño estructural.....</i>	126
<i>V.2.-</i>	<i>Diseño de elementos rigidizantes.....</i>	135
<i>V.3.-</i>	<i>Revisión General de la reestructuración.....</i>	150
<i>V.4.-</i>	<i>Revisión de la Cimentación con reestructuración.....</i>	156
VI.-	CONCLUSIONES.....	163
<i>VI.1.-</i>	<i>Recomendaciones.....</i>	166
BIBLIOGRAFIA.....		168

I.- INTRODUCCION

I.1.- ANTECEDENTES.

Como consecuencia de la intensa actividad sísmica que se presenta en algunas regiones de la República Mexicana en especial en las zonas centro y sur del país, de la creciente actividad social, y de las experiencias adquiridas durante los sismos ocurridos el 19 y 20 de Septiembre de 1985; se ha llevado a cabo una revisión y modificación de los criterios y parámetros de diseño estructural, los cuales se encuentran contenidos en los reglamentos de construcción. Uno de los objetivos principales que tienen estos reglamentos, es el reducir los niveles de riesgo que se pueden presentar durante fenómenos destructivos, tanto en edificaciones urbanas como industriales.

Ante el crecimiento poblacional y el desarrollo tecnológico de los últimos años, el número e importancia de las estructuras se ha incrementado, por lo que es necesario, la actualización e implementación de normas que paralelamente a éste crecimiento, proporcionen un nivel de seguridad aceptable y se tenga un mejor control del contexto urbano.

Por tales motivos se han modificado e implementado nuevos reglamentos de construcción específicos para algunas regiones y Entidades Federativas del país; los cuales pretenden tomar en cuenta las condiciones y características geográficas y geológicas que prevalezcan en la región. A la fecha sólo algunas Entidades Federativas han presentado en forma concreta

y oficial un reglamento de construcciones particular de su Estado, que por una parte, tome en cuenta las necesidades y características poblacionales y por otra, este referido a un nivel de seguridad aceptable en sus construcciones.

Uno de los reglamentos con más antecedentes dentro del país y que ha sido revisado y modificado en varias ocasiones es el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF)¹. El Reglamento toma en cuenta las características geológicas de la región, ya que por las condiciones especiales del subsuelo donde se encuentran desplantadas un gran número de edificaciones, estas pueden ser susceptibles a las acciones sísmicas y por consiguiente tienen el riesgo de ver afectada su estabilidad.

El Reglamento de Construcciones para el Estado de México (RCEM)¹, que hasta donde se tiene conocimiento ya ha sido aprobado, se utilizó junto con el RCDF en la revisión estructural del edificio en estudio.

Por la cercanía existente con el D.F., el Estado de México comparte varias zonas urbanas, las cuales en conjunto con el D.F. han sido denominadas como Zona Metropolitana. Como consecuencia es práctica general que se haya venido adoptando el uso del RCDF; por lo que muchos de los parámetros de diseño son comunes en ambos reglamentos, y que se mencionarán con más detalle posteriormente.

Por otra parte debido a las modificaciones e implementaciones reglamentarias vigentes, se está llevando a cabo un programa de revisión y reestructuración de edificios existentes, que hallan sido dañados por sismos anteriores, o que por la importancia social y económica que tienen, deban brindar una mayor seguridad en casos de desastre. Estas estructuras deberán

permanecer en servicio aún después de haber ocurrido alguna emergencia, como puede ser un sismo de intensidad considerable.

Los inmuebles a los que hacemos mención se clasifican como estructuras del grupo "A" dentro del artículo 174 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1993). Este tipo de construcciones son aquellas cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas materiales culturales considerables, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial por el servicio que prestan ante una emergencia urbana, como hospitales, escuelas, salas de espectáculos, hoteles, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales telefónicas, museos y aquellas que alojen equipo valioso.

La estructura del presente trabajo pertenece a las construcciones del grupo "A", por lo que en base a la reglamentación vigente y en particular al artículo Octavo de los transitorios contenidos en el RCDF(1993); se pide que para toda construcción perteneciente al grupo "A" sea aplicado un dictamen de seguridad estructural; en él que se determine si reúne las condiciones de seguridad que fija el nuevo reglamento y en el caso de requerirse, se lleve a cabo un proyecto de reestructuración y/o refuerzo, para que los elementos constitutivos del sistema estructural como columnas, trabes, y muros tengan la suficiente rigidez y resistencia, y soporten de manera adecuada las acciones de trabajo a las que sean sometidos durante la vida útil de la estructura.

El RCEM realiza una clasificación para las estructuras, similar al RCDF(1993), en las que indica que las construcciones pertenecientes al grupo "A" y que no tengan la documentación respectiva a una memoria de cálculo y planos estructurales, o que por tener más de 20 años de haber sido construidas, sean

sometidas a un dictamen de estabilidad y seguridad estructural, y que también en el caso de requerirse, nunca no presenten daños aparentes, sean objeto de un proyecto de reparación y/o refuerzo estructural.

Los sismos de septiembre de 1985, afectaron un gran número de edificios importantes y diversas instalaciones de servicio colectivo como fueron edificios públicos, centrales de telecomunicaciones, escuelas, sistemas de agua potable entre otros; por lo que se llevó a cabo, en primer término, la revisión, reparación y restauración inmediata de los edificios y servicios públicos que resultaron con fallas estructurales severas. Posteriormente se revisarían y, en los casos que lo ameritaban, se reforzarían aquellos que presentarían daños menores. Cabe mencionar que éste proceso se ha llevado a cabo en los últimos años, y aún no se termina, ya que el número de edificios que faltan por revisar y que corresponden al grupo "A" es muy elevado. Los edificios a que se ha dado mayor importancia hasta el momento, corresponden a escuelas públicas, centrales telefónicas y algunos edificios públicos.

El programa de revisión y reparación de edificios, pertenecientes al grupo "A", según la reglamentación vigente, se lleva a cabo con el fin de mejorar su comportamiento ante la acción de sismos futuros, además el programa de revisión no sólo se realiza en las zonas de mayor afectación de los sismos mencionados, sino que abarca diversas zonas del país susceptibles a acciones sísmicas, como es nuestro caso en la ciudad de Toluca, Estado de México.

1.2.- OBJETIVOS Y ALCANCES.

Uno de los objetivos principales del presente escrito, es la aplicación de un método para la revisión y reestructuración de un edificio, con el fin de conocer el estado en que se encuentra ante la reglamentación vigente y en caso necesario adecuarlo a él, con las modificaciones necesarias en su sistema estructural.

Como consecuencia de la diferencia de criterios y la variedad de análisis y diseños para la solución de un problema específico, el presente trabajo pretende tomar en consideración los criterios de diseño y aplicar aquél que mejor represente las características reales del edificio en estudio, tomando en cuenta las recomendaciones de la reglamentación vigente. Para el estudio de una edificación, se requiere de la aplicación de varias ramas de la ingeniería civil, en donde cada área abarca un considerable número de conceptos, por lo que sólo se hará referencia a aquellos que se consideren más importantes.

Otro de los objetivos es que la solución sea razonablemente adecuada y viable de reestructuración, que por una parte satisfaga a la reglamentación vigente y por otra sea económicamente factible de llevarse a cabo, en función de las características estructurales y arquitectónicas del edificio. Este estudio se presenta a nivel de proyecto, por lo que la factibilidad de llevarlo a cabo dependerá de una evaluación técnica, económica y aprobación del mismo.

Adicionalmente se evaluarán algunas de las modificaciones hechas a la reglamentación vigente en cuanto a algunos parámetros de diseño, y se determinará el impacto que tienen éstas sobre las estructuras existentes y nuevas.

Asimismo se presentará en forma general algunos de los cálculos realizados durante el proceso de revisión y diseño, mostrando en forma resumida los resultados en cada etapa del estudio realizado.

El trabajo se enfoca básicamente a la parte de la superestructura del edificio, y la correspondiente a la revisión de la cimentación sólo se comentarán los criterios empleados en el estudio y resultados generales de la misma.

1.3.- SEGURIDAD EN LAS ESTRUCTURAS.

Los reglamentos de construcción tienen como objetivo el garantizar un cierto grado de seguridad contra el colapso en las estructuras; enseguida se menciona algunos conceptos generales referentes a la seguridad estructural.

Una estructura la podemos definir como un subsistema de una construcción en general o de cualquier obra, que tiene como objetivo soportar una serie de acciones externas y además tener un comportamiento satisfactorio, aprovechando al máximo las propiedades de los materiales que la conforman.

Sin embargo una estructura no es creada sólo con el fin de resistir acciones durante su vida útil, sino que es concebida principalmente para satisfacer una necesidad, como puede ser el encerrar un espacio, librar un claro o contener un empuje; y en conjunto con otros subsistemas (arquitectónicos, instalaciones, etc.) cumplir un fin común.

Por lo anterior una estructura debe cumplir con los siguientes aspectos:

- 1.- Satisfacer las necesidades para la que fue proyectada.

- 2.- Resistir las acciones externas que se presenten y tener un comportamiento satisfactorio ante ellas durante su vida útil.

3.- Brindar un nivel de seguridad aceptable, contra el colapso de la estructura.

La seguridad de una estructura depende principalmente de su concepción estructural y de las características de los materiales utilizados en su construcción, ya que estos son los elementos constitutivos de cualquier sistema estructural. Por lo anterior es muy importante tener un conocimiento de las propiedades más representativas, las cuales son determinadas a través de los resultados experimentales obtenidos de ensayos de laboratorio.

Durante el proceso de diseño se evalúan las condiciones de trabajo a la que estará sometida una estructura. La evaluación de las cargas reviste un punto importante durante el proceso de análisis ya que por una parte, se tienen que tomar en cuenta las cargas que obran sobre la estructura en condiciones de servicio (cargas muertas y vivas), y por otra, considerar aquellas condiciones extraordinarias que se puedan presentar en un período corto (cargas accidentales).

En la estimación de las cargas accidentales sobre la estructura, se presentan incertidumbres en cuanto a la manera de cuantificarlas ya que es difícil precisar el valor y la duración de estas durante la vida útil de la estructura, dada la naturaleza de los fenómenos que ocurren en nuestro entorno como son el viento, nieve, sismo, etc.

De igual manera se presentan incertidumbres en cuanto a la respuesta estructural de los sistemas idealizados en el análisis estructural.

Resumiendo podemos decir que la seguridad de una estructura dependerá de los valores relativos de dos variables principales:

- 1.-La resistencia del subsistema R (Estructura).
- 2.-La medida del efecto de las acciones S (Cargas).

Una estructura estará dentro de un nivel de seguridad aceptable cuando el valor de la resistencia R sea mayor al de las cargas S , por lo que se debe cumplir la condición $R > S$. De esa manera se han adoptado criterios para determinar en que medida la variable R debe ser mayor al de la cargas S; este valor es conocido como el Factor de Seguridad y se define como el cociente $R/S > 1.0$. Entre mayor sea ésta relación menor será la probabilidad de una falla, sin embargo el costo de cualquier sistema estructural será mayor en la medida en que se incremente el factor de seguridad adoptado para el diseño.

Los criterios de diseño existentes, contenidos en los reglamentos de construcción, han tomado en cuenta los puntos anteriores y a través de las experiencias analíticas y empíricas, de ensayos y pruebas de laboratorio etc., se han desarrollado teorías y métodos de diseño para que los sistemas estructurales empleados comunmente se encuentren dentro de ciertos límites de seguridad, además de poseer un nivel económico razonable.

Los métodos de diseño están referidos por una parte al estado límite de falla y por otra al estado límite de servicio. Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que

afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. El estado de límite de servicio se refiere a aquella condición, en que sin poner en peligro la seguridad de la estructura sólo afecta el correcto funcionamiento de ésta, como pueden ser las deflexiones, agrietamientos y/o las vibraciones del sistema estructural.

Así la seguridad de una estructura estará en función de los factores de seguridad empleados en el diseño, los cuales pretenden cubrir las incertidumbres y la variabilidad de las acciones y resistencias, así como a las diferencias que pueden existir entre los modelos analíticos y los construidos, y por último, de las diferencias entre los comportamientos supuestos y los reales.

1.4.- NATURALEZA DE LA ACCION SISMICA.

De los múltiples fenómenos que ocurren en la naturaleza y que ocasionan desastres, los sismos representan la causa del mayor número de fallas y daños a las estructuras, se ha comprobado que un sismo representa la acción más severa a la que puede estar sometida una estructura en un lapso de tiempo muy corto. Debido a ello la actividad sísmica ha despertado gran interés en la investigación de sus orígenes y los efectos que provocan; sin embargo aún no es posible predecir el lugar ni el tiempo en que se pueda presentar un determinado sismo.

El origen de un sismo puede ser a través de la actividad volcánica o de la tectónica de placas; se argumenta que las zonas sísmicas están definidas por una serie de "losas rígidas", las cuales se encuentran en constante movimiento, estas losas o placas constituyen parte de la litosfera o

corteza terrestre, su movimiento se cree, es debido a que el magma contenido en el núcleo fluye hacia la superficie ejerciendo presión en las placas, presentando un corrimiento entre ellas. Durante el corrimiento de las placas se generan grandes esfuerzos de fricción en las fronteras de las superficies en contacto y es ahí donde los sismos se generan, a ésta zona se le conoce como el foco o hipocentro de un sismo, y al punto en la superficie por encima del foco se le conoce como epicentro.

Para la localización de los focos se realizan correlaciones de registros y se localizan las zonas de contacto y los puntos donde se originan los sismos (epicentros).

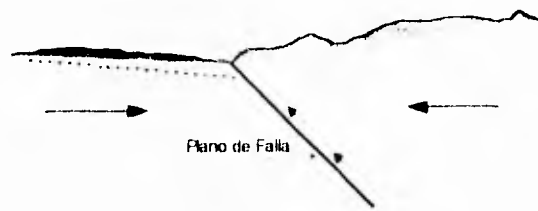
Las fronteras entre placas se conocen como líneas de falla y pueden ser de cuatro tipos :

1.-Falla de tipo interior (las placas tectónicas del fondo marino se separan y empujan por debajo a las placas continentales adyacentes).



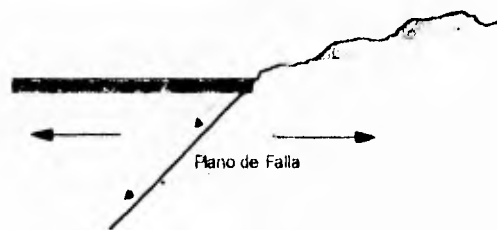
Falla descendente

2.-Fallas de empuje ascendente de compresion (las fuerzas cortantes de compresión existentes entre las placas causan fallas por cortante, provocando el empuje de una de las placas superiores hacia arriba).



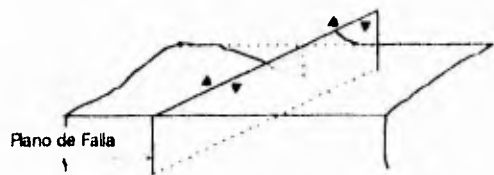
Falla ascendente

3.-Fallas de extensión (ésta se presenta por deformaciones de extensión, provocando el empuje del bloque superior por debajo del plano de falla en pendiente).



Falla extensional

4.-Falla de deslizamiento horizontal (aquí se presenta un desplazamiento relativo de los dos lados de la falla y ocurre a lo largo de un plano de falla vertical).



Falla de deslizamiento

Los deslizamientos entre placas se presentan en lapsos de tiempo cortos o largos, dependiendo de la variación de energía que se encuentre almacenada a lo largo de la falla geológica. En los movimientos de placas existe una liberación de energía la cual produce ondas sísmicas que se propagan a través de la corteza terrestre y son transmitidas a grandes distancias provocando la vibración de la superficie del suelo que atraviesan.

Las ondas sísmicas generadas durante un evento sísmico, pueden ser de dos tipos: ondas de cuerpo y ondas de superficie. Las ondas de cuerpo que a su vez se dividen en dos, ondas conocidas como longitudinales de compresión o primarias (**P**); y ondas conocidas como transversales de cortante o secundarias (**S**) (ver Fig. 1.3.1).

Las ondas **P** o primarias se producen paralelamente en la dirección en que se propaga la onda, y por su velocidad de propagación son las que se detectan primero en un sismógrafo. Las ondas transversales o secundarias, su movimiento ocurre en

un plano perpendicular a la dirección de la transmisión de la onda y son más importantes que las anteriores por su mayor concentración de energía.

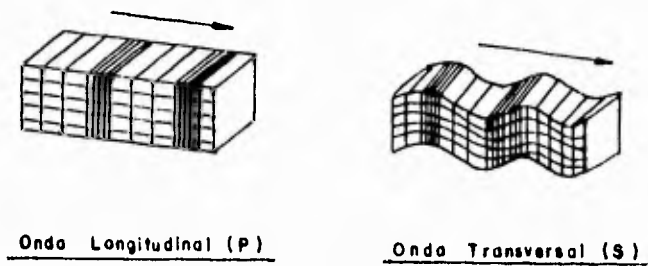


Fig. 1.3.1.

Las ondas primarias se reflejan en las capas superficiales de la corteza terrestre, dando lugar a las ondas de superficie; de éstas se conocen dos tipos: las ondas de Rayleigh y las ondas de Love. El movimiento de las ondas de Rayleigh se caracteriza por tener desplazamientos verticales y horizontales, en un plano paralelo a la dirección en que viajan las ondas. Por su parte el movimiento que presentan las ondas de Love sólo presentan desplazamientos en el terreno horizontales en ángulo recto a la dirección de propagación de la onda.

La velocidad y la distancia de propagación de una onda estará en función de las propiedades mecánicas del medio que atraviesan y pueden existir incluso amplificaciones locales de ellas en algunos lugares. Por ejemplo en un suelo duro, constituido básicamente por rocas, las ondas sísmicas no son uniformes siendo su movimiento de alta frecuencia y periodo

orto; mientras tanto, en suelos blandos (arcillas) el movimiento de la onda se caracteriza por ser más uniforme, de baja frecuencia y con período largo.

La medición de un sismo se lleva a cabo mediante la utilización de instrumentos conocidos como sismógrafo y acelerógrafo; el primero registra la variación de los desplazamientos en el tiempo y consiste de un péndulo simple amortiguado cuya masa está unida a un marcador que traza sobre cinta de papel la historia de desplazamientos que se presentan durante un evento sísmico. Un acelerógrafo registra la variación de las aceleraciones del terreno en el tiempo, el registro que se obtiene del aparato se conoce con el nombre de acelerograma. El acelerógrafo registra simultáneamente las aceleraciones en dos direcciones horizontales ortogonales y una vertical; los datos más importantes que se obtienen son: las aceleraciones máximas, su duración y las frecuencias dominantes del movimiento. Mediante la integración del registro de aceleraciones con respecto al tiempo, y con la ayuda de métodos numéricos, se puede obtener la historia de velocidades y de desplazamientos en el terreno, cuyos parámetros pueden influir significativamente en la respuesta de las estructuras.

Las dos escalas más comunes que se emplean para la medición de un sismo corresponden a la escala de Richter y a la escala de Mercalli. La escala de Richter está referida a la magnitud del sismo, y es una medida cuantitativa del tamaño del mismo, independientemente del lugar de observación. La escala se determina a partir de las amplitudes registradas en los sismógrafos estándar y se expresa en una escala logarítmica:

$$M = \text{Log } A - \text{Log } A_0$$

donde:

- A:** amplitud de la traza registrada por el instrumento para un sismo conocido a una distancia dada.
- A₀:** amplitud máxima para un sismo particular utilizado como estándar.

Por su parte la escala de Mercalli, es una medida subjetiva de los efectos de un movimiento telúrico en un sitio determinado, y está referida a la intensidad del sismo, la más común es la escala de Mercalli Modificada (M.M). Sus intensidades varían en doce grados, designados con números romanos (I al XII), el grado de intensidad se asigna principalmente considerando la gravedad del daño sufrido en las construcciones existentes.

Por último el grado de riesgo sísmico de alguna zona específica, estará en función de la información estadística de los sismos ocurridos en la región en estudio, los cuales permiten elaborar cartas de regionalización sísmica para distinguir a aquellas zonas que sean más susceptibles a los movimientos telúricos. Así mismo mediante estudios locales más específicos como de mecánica de suelos, se podrán asociar los valores de las aceleraciones y velocidades en el terreno que correspondan a un período de recurrencia dado.

II.- ESTUDIOS PRELIMINARES

II.1.- GENERALIDADES.

En una estructura existente es común no contar con información suficiente para conocer las características estructurales de la misma, como son planos estructurales, arquitectónicos, memorias de cálculo etc.; es necesario generar parte de ésta información, mediante estudios y mediciones en campo, y en algunos casos elaborar pruebas de laboratorio de los materiales que conforman el inmueble.

Para el estudio de un edificio existente, es necesario llevar a cabo un levantamiento geométrico en el que se determinen las características generales del inmueble, así como las dimensiones de cada elemento estructural, como son columnas trabes y muros. Del mismo modo es conveniente realizar una inspección ocular del inmueble con el fin de corroborar la información generada durante los levantamientos topográficos y observar si no existen indicios de fallas estructurales que puedan poner en peligro la estabilidad del inmueble.

A continuación se presenta una descripción general del inmueble mostrando algunos de los datos obtenidos durante los levantamientos realizados, también se presentan algunos resultados del estudio de mecánica de suelos y de pruebas de vibración ambiental que se realizaron en el edificio.

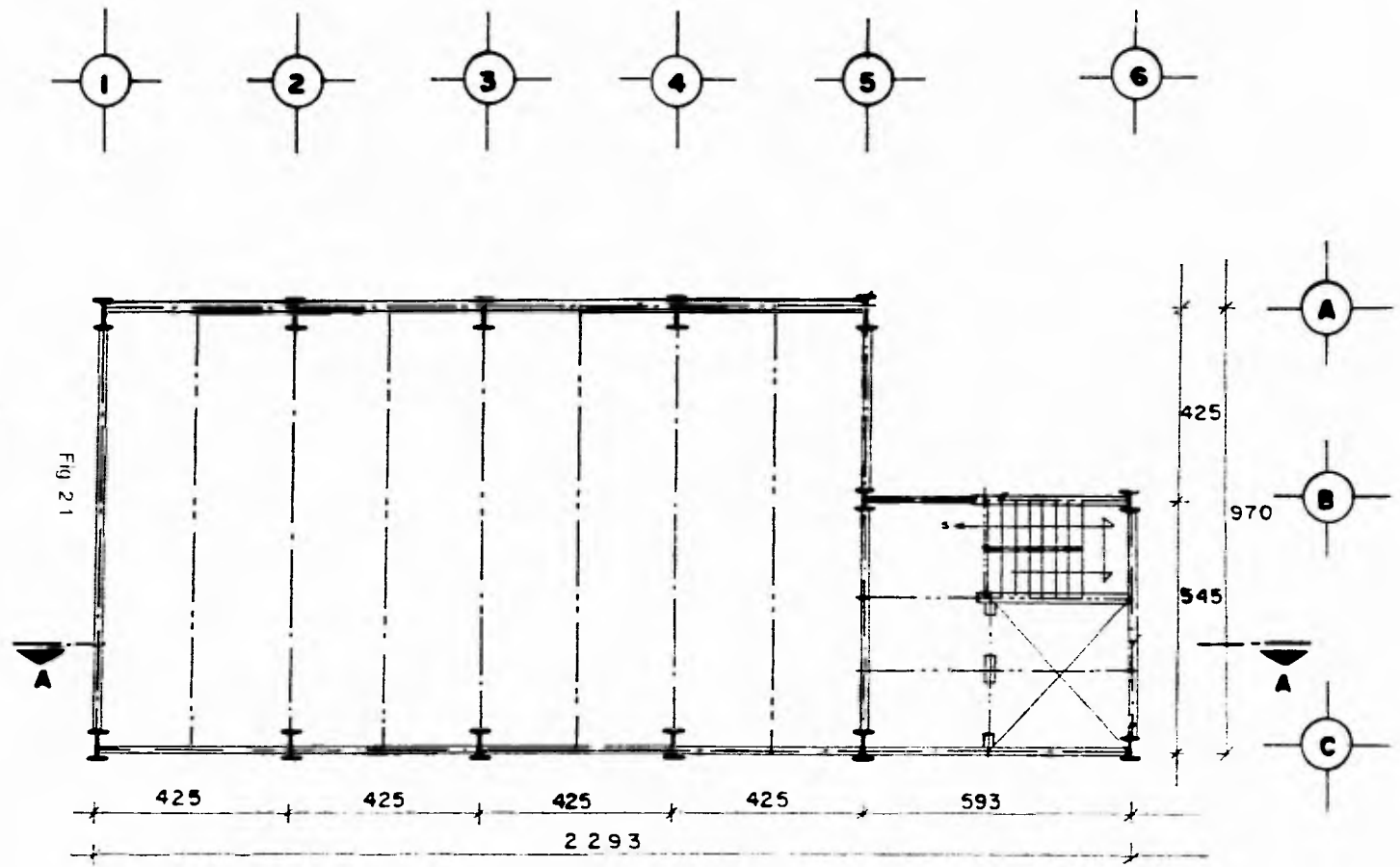
II.2.- DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE.

La estructura se encuentra localizada en la zona centro de la Ciudad de Toluca Estado de Mexico. De acuerdo a una carta geotécnica propuesta por el Reglamento de Construcciones del Estado de México 1988, la estructura se localiza en una zona correspondiente a un suelo de transición tipo II y fue confirmado por los estudios de mecánica de suelos que más adelante se describen.

El edificio en estudio cuenta con nueve niveles, un sótano y el cubo de escaleras que sobresale un nivel más. En planta es de forma rectangular con una saliente en uno de los extremos menores donde se alojan el cubo de escaleras y de elevadores. En la zona principal y en sentido longitudinal el edificio cuenta con cuatro entre ejes de 4.25 m.; en la zona de escaleras y elevadores se tiene un sólo entre-eje de 5.93 m.; por lo se tiene una longitud total en planta de 22.93 m. En sentido transversal la estructura tiene un sólo claro de 9.70 m. para la zona principal y de 5.45 m. para la zona de escaleras y elevadores (ver Fig. 2.1).

Las alturas de entrepiso son variables siendo en promedio de 5.20 m. en los niveles principales y se reduce a la mitad en la zona de escaleras, ya que existen en ésta zona medios niveles (ver Fig. 2.1a y 2.2).

La superestructura está constituida por marcos de acero con columnas y traveses de sección "I" las cuales tienen secciones y espesores de placa variable. En la zona principal existe una trabe secundaria por cada entre-eje apoyandose sobre las traveses perimetrales.



NIVEL TIPO

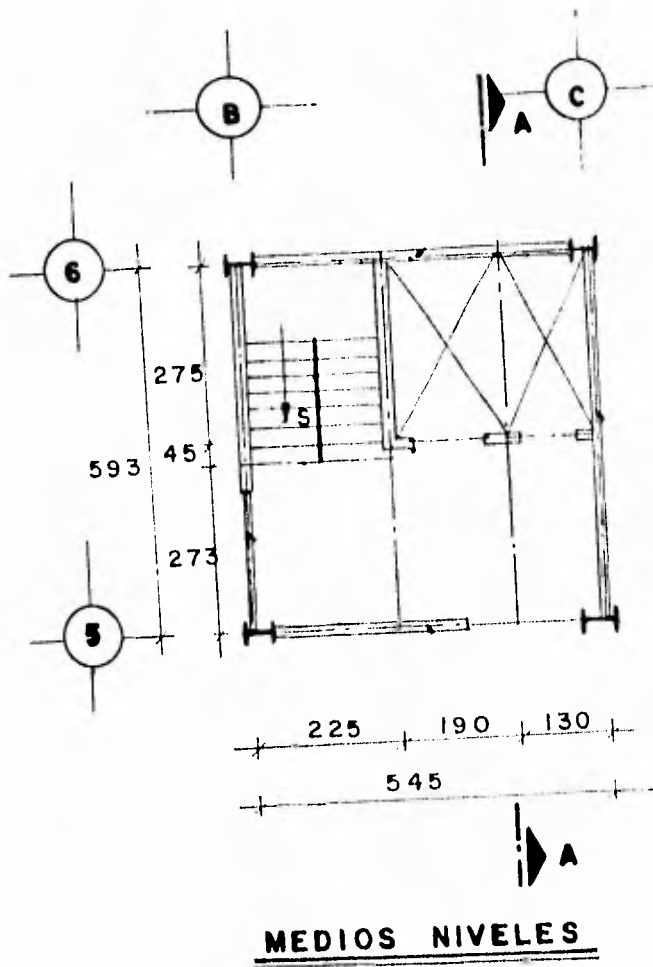
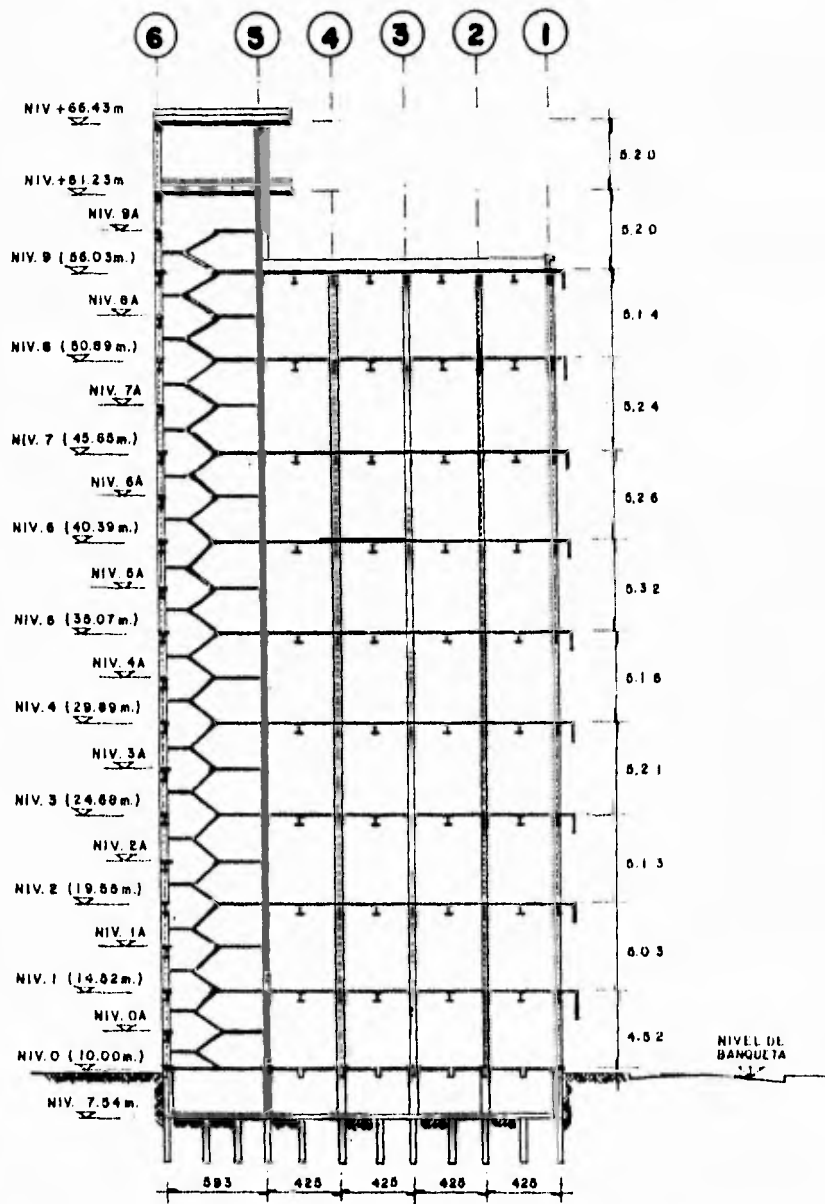


Fig 21 a



CORTE A-A

Fig. 22

Las columnas de acero tienen un peralte nominal de 60 cm. y un ancho de patín de 40 cm. para la zona principal; y en la zona de escaleras y elevadores tienen un peralte de 40 cm. por 40 cm de ancho de patín. Los espesores de placa varían de acuerdo a la altura del edificio, siendo el cambio de sección en los siguientes niveles : 2, 4, 6 y 8 .

Cabe mencionar que en los cambios de sección que se dan en los niveles indicados, se presentan algunas deficiencias constructivas, principalmente en el nivel 6; en ésta zona las columnas presentan un giro aproximado de 5 grados con respecto a su eje principal, por lo que en los cambios de sección, en las columnas, no son continuos provocando una excentricidad en el elemento. Tratando de corregir lo anterior, en la construcción, se utilizaron grandes cantidades de soldadura en los bordes de los patines para dar una continuidad aparente al elemento. Estos defectos no garantizan una continuidad uniforme en el elemento, por lo que pueden influir de manera importante en el comportamiento integral de la estructura ante las diferentes condiciones de carga a las que se vea sometida.

Las columnas en su base están soldadas a una placa metálica que a su vez la sujeta a un conjunto de anclas que sobresalen de los dados de concreto de la cimentación.

Las traveses también de sección "I" tienen 60 cm de peralte y ancho de patín de 25 cm. para las traveses principales y de 20 cm. para las secundarias; el espesor de placa es variable.

Existen muros perimetrales en la estructura los cuales son de block hueco arena-cemento de 15x20x40 cm., reforzados con castillos y dalas; los muros se encuentran ligados a la estructura metálica por lo que influyen en el comportamiento

general de la misma. Algunos presentan pequeñas grietas diagonales.

El sistema de piso está constituido por losas macizas de concreto que se apoyan sobre las vigas metálicas.

La cimentación es un cajón de cimentación con contratraves transversales en cada uno de los ejes principales, además de una contratrabe intermedia en cada uno de los entre-ejes. La losa de fondo tiene un espesor de 50 cm y la losa tapa de 12 cm., esta última es soportada por un sistema de trabes de concreto en ambos sentidos, siendo sus dimensiones de 45 cm. de peralte por 30 cm. de base.

En el cajón de cimentación se encuentran los dados de concreto que soportan a las columnas metálicas de la superestructura; sus dimensiones son de 60x90 cm. y de 60x70 cm. para la zona principal y de elevadores respectivamente.

El destino del edificio es albergar instalaciones de comunicaciones. Por lo que de acuerdo a la reglamentación vigente se clasifica como construcción del grupo "A", asimismo existen algunas zonas, dentro del edificio, destinadas a oficinas y áreas de mantenimiento.

II.3.- ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS PARA LA REVISION ESTRUCTURAL.

Para la revisión estructural de un edificio, es conveniente realizar algunos estudios previos, con el fin de determinar los parámetros de diseño y las condiciones estructurales en que se encuentra el edificio; los estudios pueden ser muy diversos y dependerán de la importancia que tenga el inmueble y de sus características particulares. Por ello es importante determinar el valor real o aproximado de todas aquellas propiedades que sean cuantificables y que influyan en el comportamiento general del edificio. Para poder asignar el valor de las propiedades de los elementos que conforman a la estructura, se requiere desde la toma de materiales en sitio para su prueba en el laboratorio, hasta la medición de los principales parámetros dinámicos, y con ellos estimar el probable comportamiento del edificio ante las diferentes condiciones de carga a que sea sometido.

II.3.1.- ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

La respuesta estructural de cualquier edificación depende también de las características del suelo donde se encuentra desplantada, por lo que fue necesario realizar una exploración del subsuelo para conocer las características representativas de éste y poder asociarle el valor probable de la aceleración del terreno, misma que se utilizará en la revisión del edificio existente ante una sollicitación dinámica.

De acuerdo a la carta sísmica de la República Mexicana (Fig. 2.5), la Ciudad de Toluca se ubica en la zona B o de sismos frecuentes, y aunque los sismos ocurridos en Septiembre de 1985

y anteriores no afectaron esta zona, hay que tomar en cuenta que el Estado de México colinda con el Estado de Guerrero, donde la frecuencia con que pueden presentarse sismos de magnitud considerable es tres veces mayor que en el Estado de México, según los registros de los sismos ocurridos en la República Mexicana.



Figura 2.5

Para el estudio de mecánica de suelos, se realizó una exploración del subsuelo mediante un sondeo profundo y pozos a cielo abierto; el primero fue realizado con el método de penetración estándar hasta una profundidad aproximada de 14 m., con esta prueba se determinó la resistencia de los suelos atravesados, obteniéndose muestras representativas para su posterior análisis en el laboratorio. Los pozos a cielo abierto se realizaron hasta una profundidad de 3.0 m., de los cuales se obtuvieron muestras cúbicas inalteradas para su estudio en el

laboratorio con el fin de recabar información de las aguas superficiales.

De la evaluación de las muestras obtenidas en campo y en las pruebas realizadas en el laboratorio, se determinaron los parámetros representativos del suelo, los que se indican a continuación:

a).- Perfil estratigráfico del suelo.

La estratigrafía superior (de la superficie hasta una profundidad de 0.80 m), está conformada por materiales de relleno limo-arenosos con desperdicios de construcción; posteriormente hasta una profundidad de 4.0 m. se localiza un depósito arenolimoso con grava color café y gris, de compactación mediana a alta. En los depósitos subyacentes se encuentran gravas y boleas empacadas en arena media y gruesa muy compacta color café (ver Fig. 2.6).

b).- Propiedades.

La compactación varía de suelta a media hasta una profundidad promedio de 3.50 m., con contenidos de humedad entre el 5% y 20% y resistencias a la compresión simple entre 2.6 y 3.4 kg/cm²; después de los 3.5 m. y hasta la profundidad explorada la compactación aumenta notablemente ya que se requiere un número de golpes mayor a los 50, dentro de la prueba de penetración estándar.

El nivel de aguas freáticas fluctúa entre los 7.5 y 8.0 m. de profundidad, con tendencias a aumentar más por los pozos de bombeo de agua cercanos a la zona.

c).- Contenido de humedad.

Mediante análisis sistematicos se determino la variacion del contenido de humedad con la profundidad (ver Fig. 2.6). De igual manera fueron obtenidos los limites liquido y plástico de las fracciones menores que la malla # 40.

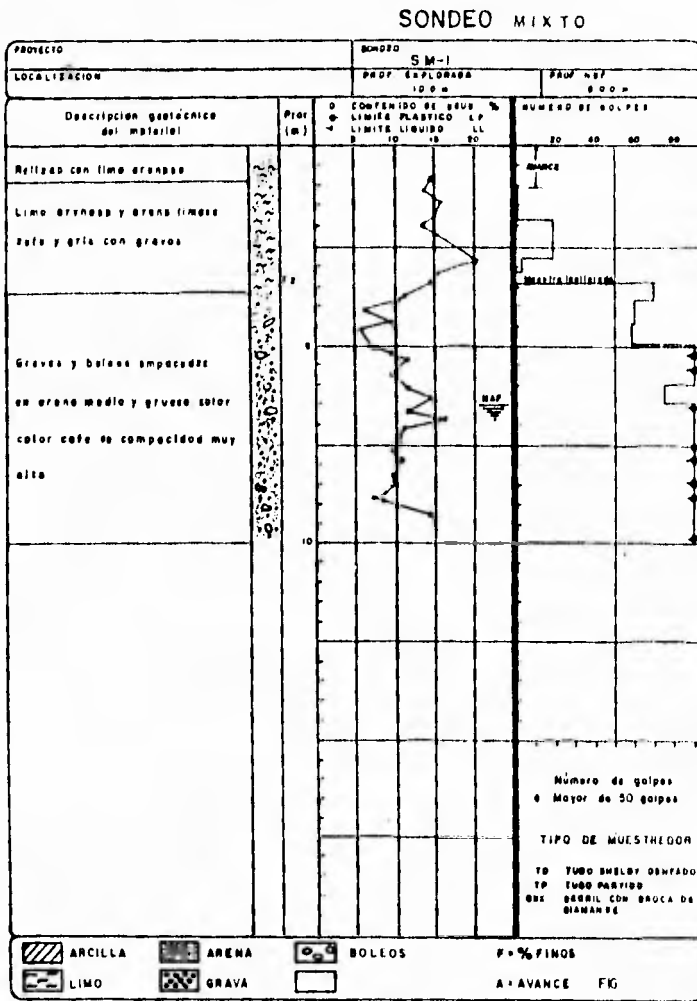


Fig. 2.6

d).- Resistencia al esfuerzo cortante.

De las muestras obtenidas en campo se efectuó una prueba de compresión triaxial (ver Fig.2.7), donde el ángulo de fricción interna es alto $\phi=41^\circ$, siendo el valor de la cohesión de 0.29 kg/cm^2 .

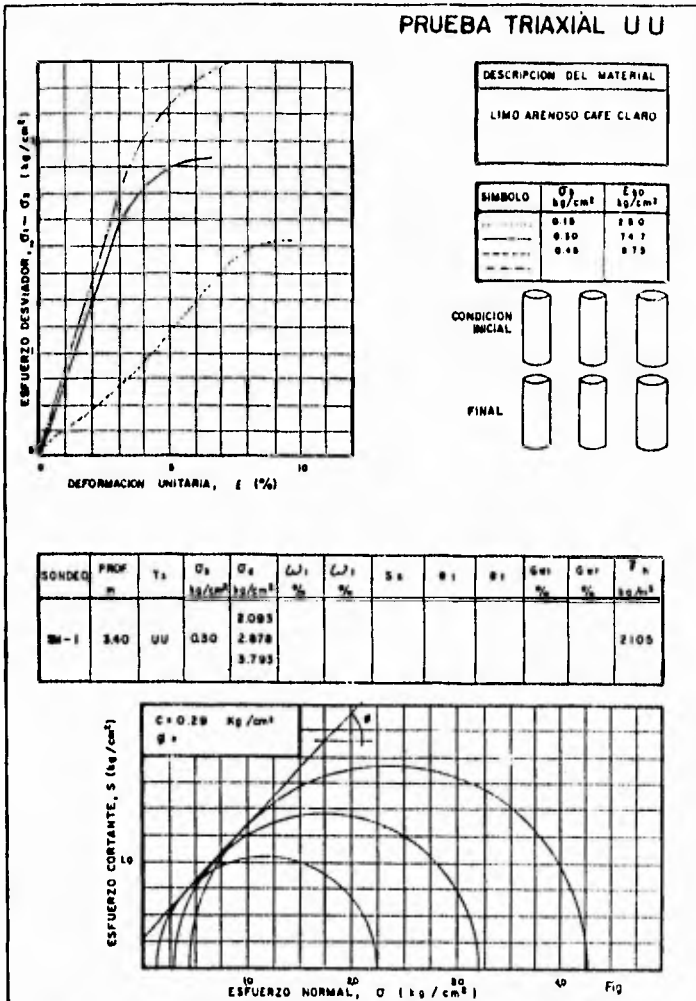


Fig. 2.7

De acuerdo a los resultados obtenidos de la exploración y los ensayos realizados por el laboratorio, el suelo donde se encuentra desplantado el edificio, corresponde a un suelo tipo II; y de acuerdo a la carta de zonificación geotécnica propuesta por el RCEM (Figs. 2.8 y 2.9), coincide con la zona II (terreno de transición) de la región Toluca-Lerma, formada por capas inter-estratificadas de grava y arenas, arcillas y limos en general de buen comportamiento.

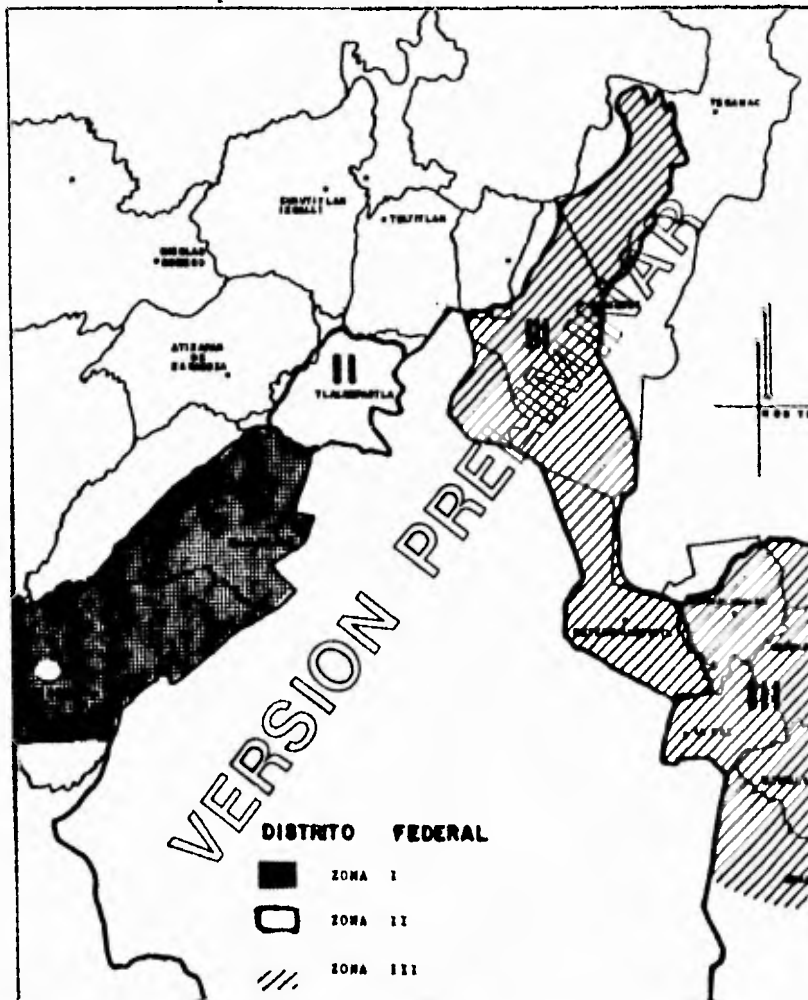


Figura 2.8. (Ref. 1).

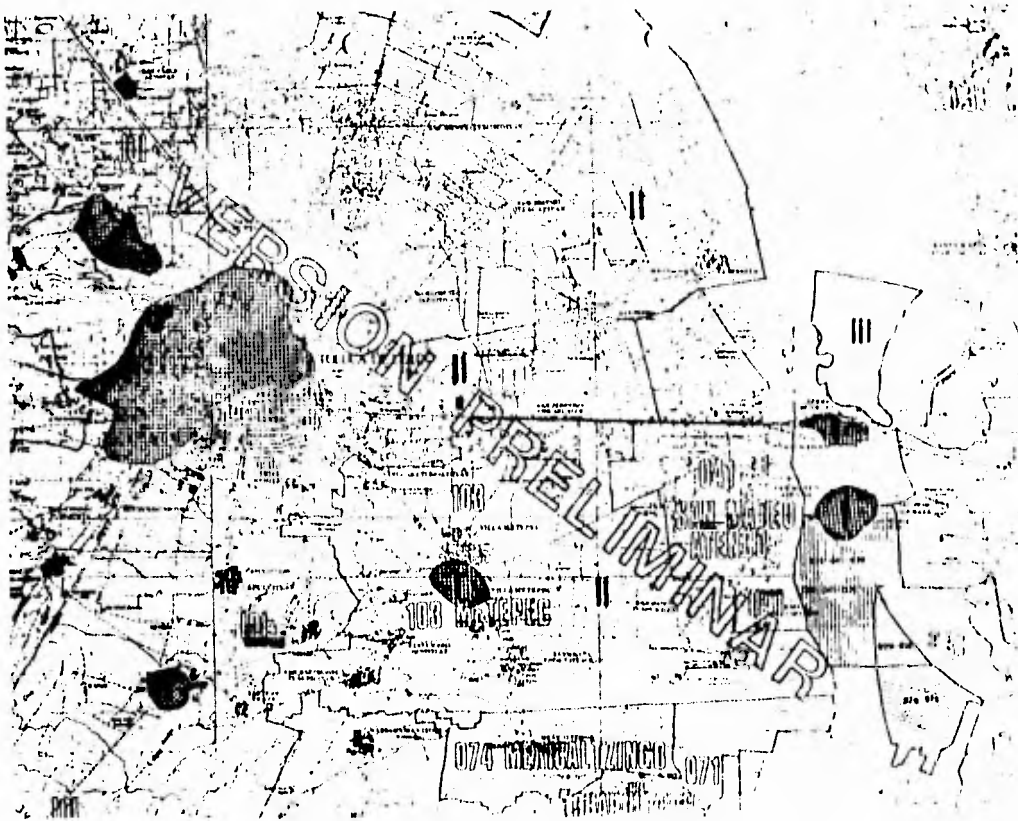


Figura 2.9 (Ref. 1)

Los datos anteriores sirvieron para determinar los parámetros de diseño, con los que se revisaría a la edificación en su estado actual, determinando de ese modo las condiciones de estabilidad de la estructura y de esfuerzo cortante en el suelo.

II.3.2- PRUEBAS DE OSCILACION AMBIENTAL EN LA ESTRUCTURA

EXISTENTE.

Con el fin de conocer las principales características dinámicas de cualquier estructura existente, se recurren a técnicas de medición a través de pruebas realizadas en campo.

Existen cuatro pruebas experimentales que permiten conocer algunas de las características dinámicas de la estructura y son las siguientes:

a).- Pruebas de tracción.

La prueba consiste en aplicar una fuerza que se libera súbitamente, provocando que la estructura vibre libremente. Con este tipo de ensayo se puede obtener, del análisis de los registros de amplitudes de los movimientos en función del tiempo, los periodos fundamentales de vibración, así como los coeficientes de amortiguamiento que posee la estructura.

b).- Prueba de vibración forzada.

El ensayo consiste en generar fuerzas a diferentes frecuencias mediante la aplicación de una aceleración a una masa, a través de un generador de vibraciones armónicas. Las fuerzas de inercia hacen vibrar a la estructura y a la frecuencia impuesta por el aparato.

c).- Pruebas de vibración ambiental.

Esta consiste en obtener las vibraciones producidas por el medio ambiente como consecuencia de la actividad humana tales como el tránsito vehicular o las inducidas por el viento; el

ensaye es útil en la obtención de las frecuencias naturales y formas modales de la estructura.

d).- Movimientos sísmicos.

Mediante la instrumentación del edificio, se pueden registrar los movimientos que se presentan en el suelo y en la estructura al ocurrir un sismo, los registros obtenidos de los acelerografos, colocados en diferentes puntos del inmueble, constituyen una fuente de excitación que se puede utilizar en la calibración de modelos matemáticos encaminados al estudio del comportamiento dinámico de las estructuras.

Debido a que las dos primeras pruebas mencionadas tienen algunas dificultades para llevarse a cabo y por otro lado a que el edificio no se encuentra instrumentado, se recurrió a las pruebas de vibración ambiental en la estructura existente, para conocer las características dinámicas del edificio mismas que se describen a continuación.

Como se mencionó, el método consiste en medir las vibraciones que se presentan en la cercanía del edificio producto de pequeños movimientos inducidos en la vecindad de la estructura existente debidos a la actividad humana. Los movimientos son imperceptibles al hombre, ya que son frecuencia de 50 a 100 veces menores a la que es capaz de percibir el ser humano, pero los aparatos son lo suficientemente sensibles para poderlos detectar.

Con la prueba de vibración ambiental es posible obtener las frecuencias naturales y las formas modales de la estructura, así como el grado de amortiguamiento que tiene la estructura, aunque este último este limitado sólo al primer modo.

El sistema de detección y registro consiste en colocar acelerómetros en varios puntos del edificio, estos se adhieren a la estructura mediante placas de acero en algunos elementos estructurales de la misma, tratando de coincidir con el centro de rigidez del edificio y orientados en las direcciones ortogonales coincidiendo con los ejes principales de la planta. Para nuestro caso los sensores se localizaron en tres puntos diferentes, en los niveles 3, 6 y nivel de azotea (ver Fig.2.10).

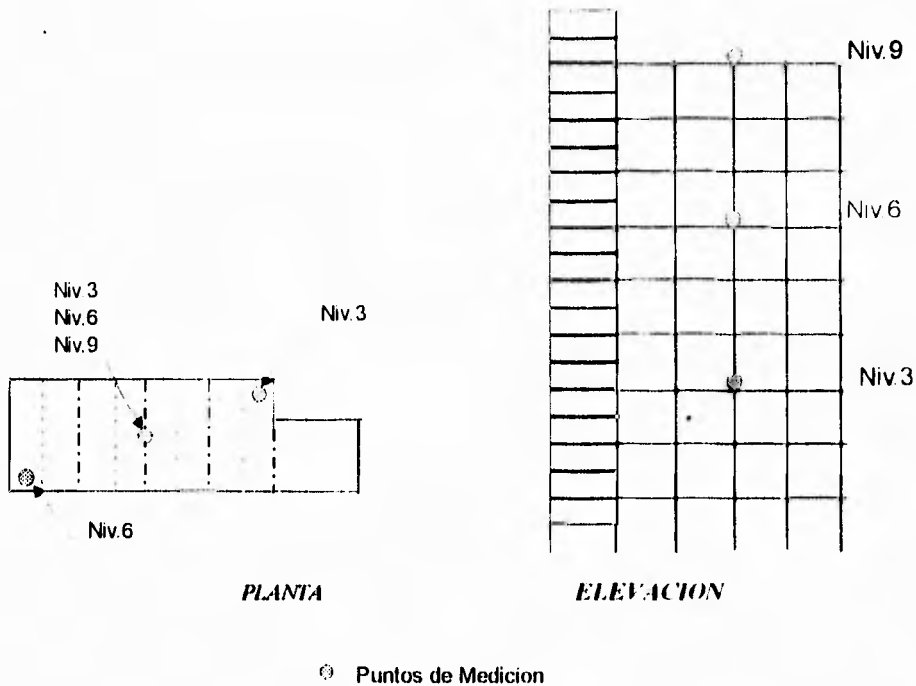


Fig. 2.10

Las señales registradas por los sensores son transmitidas a acondicionadores que amplifican y filtran las señales captadas, eliminando aquellas frecuencias que resulten ser altas (mayores a 30 Hz), con lo cual se eliminan ruidos y se alcanza un nivel de señal adecuado.

Posteriormente la señal es comunicada a un analizador que procesa la información emitida por el acelerómetro, utilizando para ello la transformada rápida de Fourier, identificando las frecuencias y modos de vibrar de la estructura. Un ejemplo del espectro de respuesta obtenido se muestra en las Figuras 2.11 y 2.12.

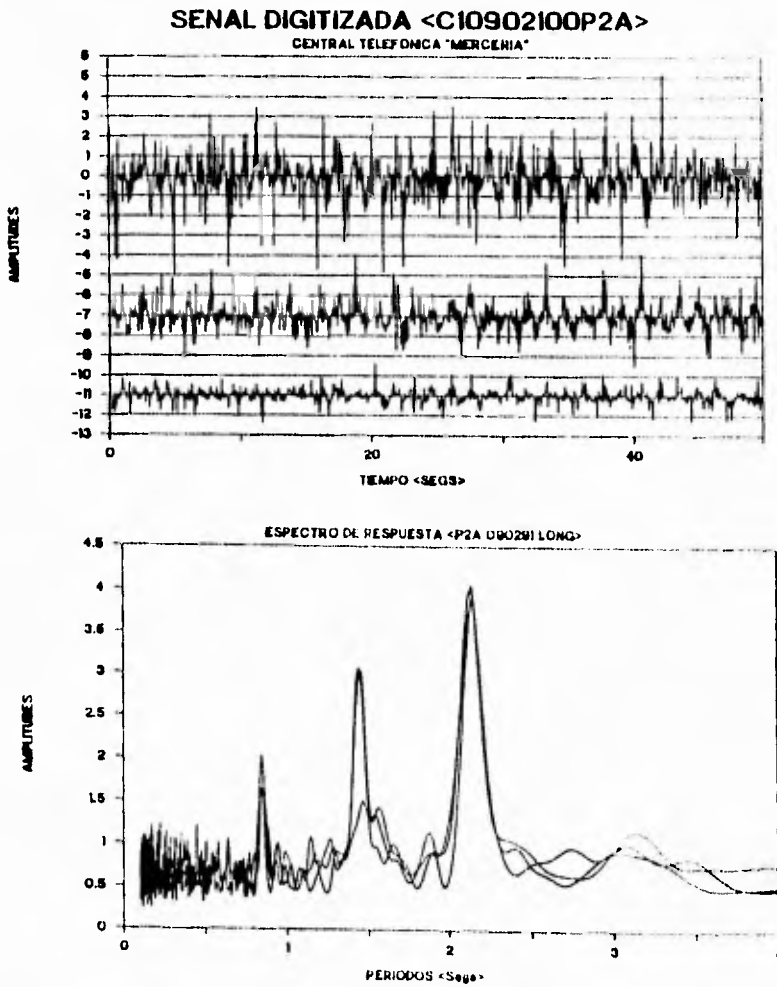


Fig. 2.11

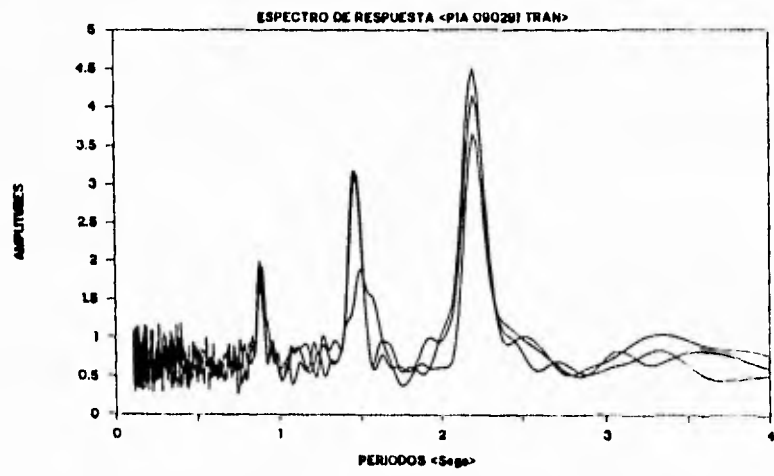
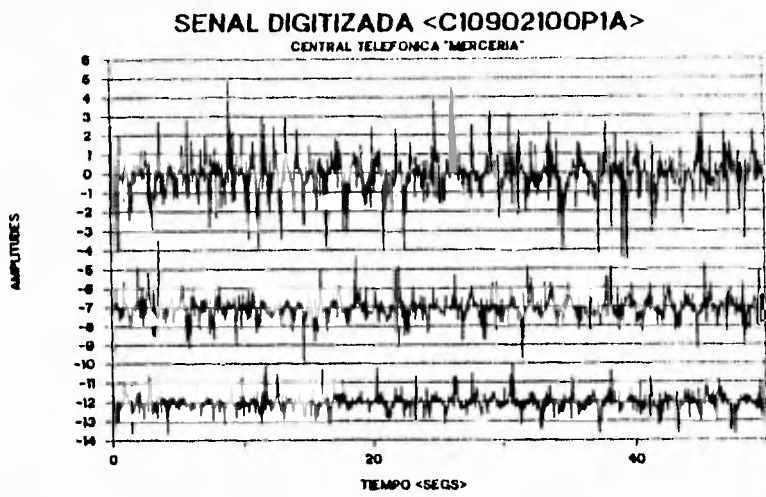


Fig. 2.12

Los resultados reportados por los aparatos, muestran que el período dominante en la dirección transversal es de 2.20 seg. (0.4545 Hz) para el primer modo, 1.48 seg. (0.6756 Hz) para el segundo modo y de 0.88 seg. (1.13 Hz) para el tercer modo. En la dirección longitudinal se reportó el período correspondiente a los tres primeros modos de la estructura y estos fueron 2.13 seg. (0.4694 Hz) en el primer modo, 1.45 seg. (0.6896 Hz) para el segundo y 0.85 seg. (1.17Hz) para el tercer modo (ver Tabla 2.1).

Con los datos obtenidos de la medición de períodos en la estructura existente, fue posible calibrar el modelo analítico enfocado al análisis dinámico del edificio, determinando el grado de flexibilidad o de rigidez de la estructura. Cabe destacar que los datos obtenidos de la medición de períodos de cualquier estructura, sirven como un indicador en aquellas estructuras que requieran reforzarse, ya que mediante una segunda medición es posible determinar la ganancia de rigidez una vez concluidos los trabajos de reforzamiento, así mismo se puede identificar el deterioro que ha sufrido la estructura después de un sismo de gran intensidad.

MODO 1	MODO 2	MODO 3	NIVEL	DIRECCIÓN
2.2	1.51	0.88	Azotea	Transversal
2.2	1.47	0.88	6	Transversal
2.2	1.46	0.89	3	Transversal
2.2	1.48	0.88	Azotea	Transversal
2.2	1.5	0.89	6	Transversal
2.2	1.47	0.88	3	Transversal
2.13	1.47	0.85	Azotea	Longitudinal
2.13	1.43	0.85	6	Longitudinal
2.13	1.44	0.85	3	Longitudinal
2.13	1.44	0.84	Azotea	Longitudinal
2.13	1.45	0.85	6	Longitudinal
2.13	1.43	0.85	3	Longitudinal

Tabla 2.1

III.- REVISION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE.

III.1.- CRITERIOS Y PARAMETROS PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL.

El proceso de revisión y análisis de la estructura en su estado actual, se realizó conforme a las disposiciones y recomendaciones sobre seguridad estructural, de los reglamentos vigentes de construcción con el fin de conocer los esfuerzos y desplazamientos que se presentan en la estructura, ante las nuevas disposiciones de los mencionados reglamentos.

La reglamentación utilizada fue la contenida en el Reglamento de Construcciones para el Estado de México (RCEM)² y el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF)³, como el primero presenta una falta provisional de Normas Técnicas Complementarias propias, recomienda como primera prioridad, el uso de las Normas Técnicas Complementarias para el D.F. (NTC-RCDF-93)⁴ para aquellas partes que no estén especificadas dentro de su reglamento. Por otra parte, el Reglamento de Construcciones para el Municipio de Toluca, es de tipo funcional y en él sólo se mencionan algunas recomendaciones y referencias a utilizar, sin especificar los parámetros y caminos a seguir durante el proceso de diseño.

Las sollicitaciones a las que está sujeta la estructura son las siguientes: acciones permanentes (cargas muertas), acciones variables (cargas vivas) y acciones accidentales o eventuales, éstas últimas ocasionadas por los sismos. Las cargas muertas son todos los elementos constitutivos de la

estructura, como son columnas, trabes, muros, acabados y todo aquello que ocupa una posición permanente dentro del edificio.

Considerando los valores máximos probables de los pesos volumétricos de cada material, se determinaron los pesos de cada nivel con el fin de obtener las cargas que obran sobre el edificio y evaluar las fuerzas sísmicas y estáticas de diseño. Las cargas vivas correspondieron a las especificadas por la reglamentación vigente, además de considerar las cargas especiales del equipo que aloja el edificio, las cuales han sido estimadas entre los 550 y 650 kg/m²; se tomó la mayor de éstas en los pisos interiores, 350 kg/m² para la zona de escaleras y 100 kg/m² para el nivel de azotea.

Para el cálculo de las cargas accidentales, se consideró la zona sísmica propuesta por el RCEM (ver Figura y Tabla 3.1), de acuerdo a las disposiciones establecidas en el mismo, los parámetros de diseño para el análisis sísmico dinámico se resumen a continuación:

- Clasificación de la estructura según su uso: Grupo "A".
- Estructuración : Tipo I (Marcos de acero)
- Tipo de Suelo : II (terreno transición)
- Espectro de Diseño :
 - Coeficiente sísmico $C = 0.32$
 - Ordenada espectral para $T=0$ $a_0 = 0.08$
 - Periodos Característicos del espectro $T_1 = 0.3$ seg.
 $T_2 = 1.5$ seg.
 - Exponente de la ordenada del espectro de diseño $r = 2/3$
- Factor de comportamiento sísmico $\rho = 2$
(en ambas direcciones)
- Factor de amplificación del coeficiente sísmico (Grupo A) $F_a = 1.3$

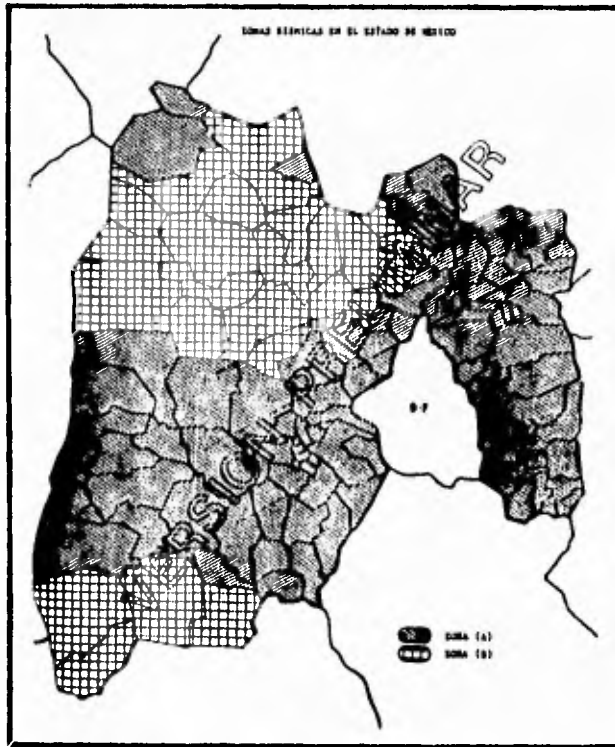


Figura 3.1 (Ref. 1)

ZONA SISMICA	TIPO DE SUELO	C	a_0	T_1	T_2	r
A	I	0.16	0.04	0.2	0.6	1/2
	II	0.32	0.08	0.3	1.5	2/3
	III	0.40	0.10	0.6	3.9	1
B	I	0.24	0.60	0.15	0.6	1/2
	II	0.48	0.12	0.30	1.5	2/3
	III	0.60	0.15	0.60	3.9	1

Tabla 3.1 (Ref.1)

Con los parámetros anteriores y las respectivas combinaciones de carga, se revisó que no se excediera ninguno de los estados límite de falla ni de servicio que establece la reglamentación vigente.

Las combinaciones de carga empleadas fueron por una parte las producidas por la carga vertical definida por la suma de la carga muerta más la carga viva (CM+CV), y la producida por los efectos de la carga vertical más la accidental o de sismo (CM+CV ±CS).

En el diseño por sismo se analizó a la estructura bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales, tomando en cada dirección el 100% de los efectos de la componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos que obran perpendicularmente a ella, además de realizar diferentes combinaciones de signos con el fin de identificar las combinaciones más desfavorables.

El criterio anterior es el recomendado por las Normas Técnicas Complementarias para el D.F., ya que se argumenta que el movimiento del terreno que se presenta durante un sismo, tiene componentes en tres direcciones simultáneamente, dos direcciones horizontales ortogonales y una dirección vertical; sin embargo es difícil que se puedan presentar al mismo tiempo los máximos de más de una componente. Por lo que de acuerdo a un análisis probabilístico, se ha determinado que simultáneamente al máximo en una dirección debe considerarse el 30% del máximo en la dirección perpendicular, aunque en la mayoría de las estructuras este efecto no es muy significativo (Meli, Ref.5).

Mediante el empleo de programas de computadora para el análisis estructural, y bajo la hipótesis de que la estructura tiene un comportamiento elástico, se determinaron las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las diferentes combinaciones de carga, tomando en cuenta las propiedades elásticas de cada material que conforman a la estructura.

Con los resultados del análisis de carga permanente y su combinación con los de cargas accidentales, se revisaron los elementos estructurales tales como columnas, trabes, muros, con el fin de determinar las condiciones de resistencia que presentan ante las mencionadas sollicitaciones, y observar si cumplen con lo estipulado en los reglamentos vigentes.

De igual manera los desplazamientos relativos calculados de cada nivel, fueron comparados con los desplazamientos horizontales permisibles, ya que el reglamento recomienda limitar las deflexiones, además de evitar el choque entre las colindancias existentes.

Por último se llevó a cabo una revisión de la cimentación en su estado actual, empleando para ello las cargas generadas por la condición estática y su combinación con las condiciones dinámicas o de sismo.

III.2.- ANALISIS Y REVISION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE.

Para el análisis del edificio en su estado actual, se utilizó un modelo idealizado que fuera representativo de las características generales de la estructura. El modelo utilizado se idealizó a través de marcos planos ortogonales en dos direcciones principales, en el que se supuso que los marcos están ligados entre sí por sistemas de piso los que se consideran indeformables en su plano, es decir que funcionan como diafragmas infinitamente rígidos en planta.

El modelo fue analizado con la ayuda de un programa de computadora para el análisis estructural de marcos planos, el cual fue alimentado a través de un modelo geométrico de secciones transversales (columnas, trabes, muros), de un modelo de las acciones impuestas (cargas permanentes más cargas accidentales) y por último del modelo del comportamiento de los materiales existentes los cuales se resumen a continuación:

-Acero Estructural	$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$
	$E_s = 2'100,000 \text{ kg/cm}^2$
-Concreto	$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
	$E_c = 8,000 \sqrt{f'c}$
-Acero de refuerzo	$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
-Muros de mampostería	$f^*m = 15 \text{ kg/cm}^2$
	$E_m = 800 f^*m$

donde :

F_y : Limite de fluencia en el acero estructural.

E_s : Módulo de Elasticidad del acero.

$f'c$: Resistencia del concreto a la compresión.

Ec: Módulo de Elasticidad del concreto.

f*m: Esfuerzo a la compresión de la mampostería en muros.

Em: Módulo de Elasticidad en muros.

De acuerdo a la estructura existente y mediante las áreas tributarias de cada elemento en planta, se determinaron las cargas que obran en cada elemento estructural, y además se calculó el peso por nivel para el análisis sísmico; en este caso se emplearon las cargas vivas reducidas correspondientes a lo que indica el reglamento. Se supuso que las cargas actúan uniformemente distribuidas en el área tributaria de cada elemento.

III.2.1.- ANALISIS POR CARGAS VERTICALES.

A).- Carga muerta en losas.

i) Nivel tipo:

-Losa de concreto (10cm)	0.1x2400	= 240 kg/m ²
-Firme de mortero (3cm)	0.03x2200	= 70 kg/m ²
-Piso loseta vinílica		10 kg/m ²
-Carga muerta adicional por losa		20 kg/m ²
-Carga muerta adicional por firme		20 kg/m ²
-Instalaciones		20 kg/m ²
	Total C.M.	380 kg/m ²
-Carga Viva en nivel tipo		650 kg/m ²

ii) Nivel tipo zona de escaleras:

-Losa de concreto (10cm)	0.1x2,400	= 240 kg/m ²
-Firme de mortero (3cm)	0.03x2,200	= 70 kg/m ²
-Firme pulido de cemento	0.2x2,200	= 44 kg/m ²
-Carga muerta adicional por losa		= 20 kg/m ²
-Carga muerta adicional por firme		= 20 kg/m ²
	Total C.M.	394 kg/m ²

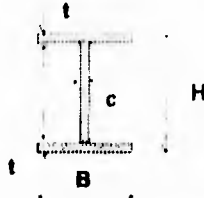
-Carga Viva en nivel tipo 350 kg/m²

iii) Nivel de azotea:

-Losa de concreto (10cm)	0.1x2,400	= 240 kg/m ²
-Relleno de tezontle(15cm)	0.15x1,700	= 255 kg/m ²
-Entortado más enladrillado		80 kg/m ²
-Carga muerta adicional por losa		20 kg/m ²
-Instalaciones		20 kg/m ²
	Total C.M.	615 kg/m ²

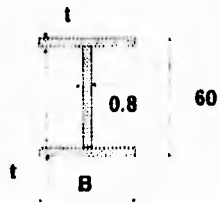
Carga Viva en nivel de azotea 100 kg/m²

B).-Peso propio de Columnas.



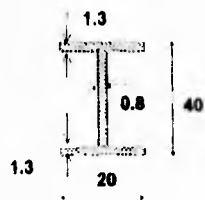
COLUMNA C	B	H	c	t	W
	cm	cm	cm	cm	kg/m
PB - 2 NIVEL					
10, 12, 13	40	40	1.9	4.4	328.07
1, 2, 11,	40	60	2.5	5.1	422.25
3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	40	60	2.5	5.7	457.80
2 - 4 NIVEL					
10, 12, 13	40	40	1.9	3.5	272.31
1, 2, 11	40	60	1.9	3.8	320.39
3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	40	60	2.5	4.4	380.78
4 - 6 NIVEL					
10, 12, 13	40	40	1.0	2.5	186.67
1, 2, 11	40	60	1.6	3.2	271.00
3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	40	60	1.6	3.8	307.41
6 - 8 NIVEL					
10, 12, 13	40	40	1.0	1.9	149.25
1, 2, 11	40	60	1.6	2.5	228.09
3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	40	60	1.0	2.5	228.09
8 - 9 NIVEL					
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 11	40	60	1.6	1.9	191.69
8 - 10 NIVEL					
10, 12, 13	40	40	1.0	1.9	149.25
9 - 10 NIVEL					
9	40	40	1.0	1.9	149.25

C).- Peso propio de Traves.



TRABE	NIVELES 1, 2 y 3			NIVELES 4 y 5			NIVELES 6, 7, y 9		
	B	t	W	B	t	W	B	t	W
	cm	cm	Kg/m	cm	cm	Kg/m	cm	cm	Kg/m
T-1	30	2.2	140.43	25	2.2	123.05	20	1.6	87.03
T-2	20	1.6	87.03	20	1.6	87.03	20	1.6	87.03
T-3	25	1.9	111.14	25	1.6	99.67	20	1.6	87.03

Traves en medios niveles:



T-4



T-5 ("IR" 15.2x24.0 kg/m)

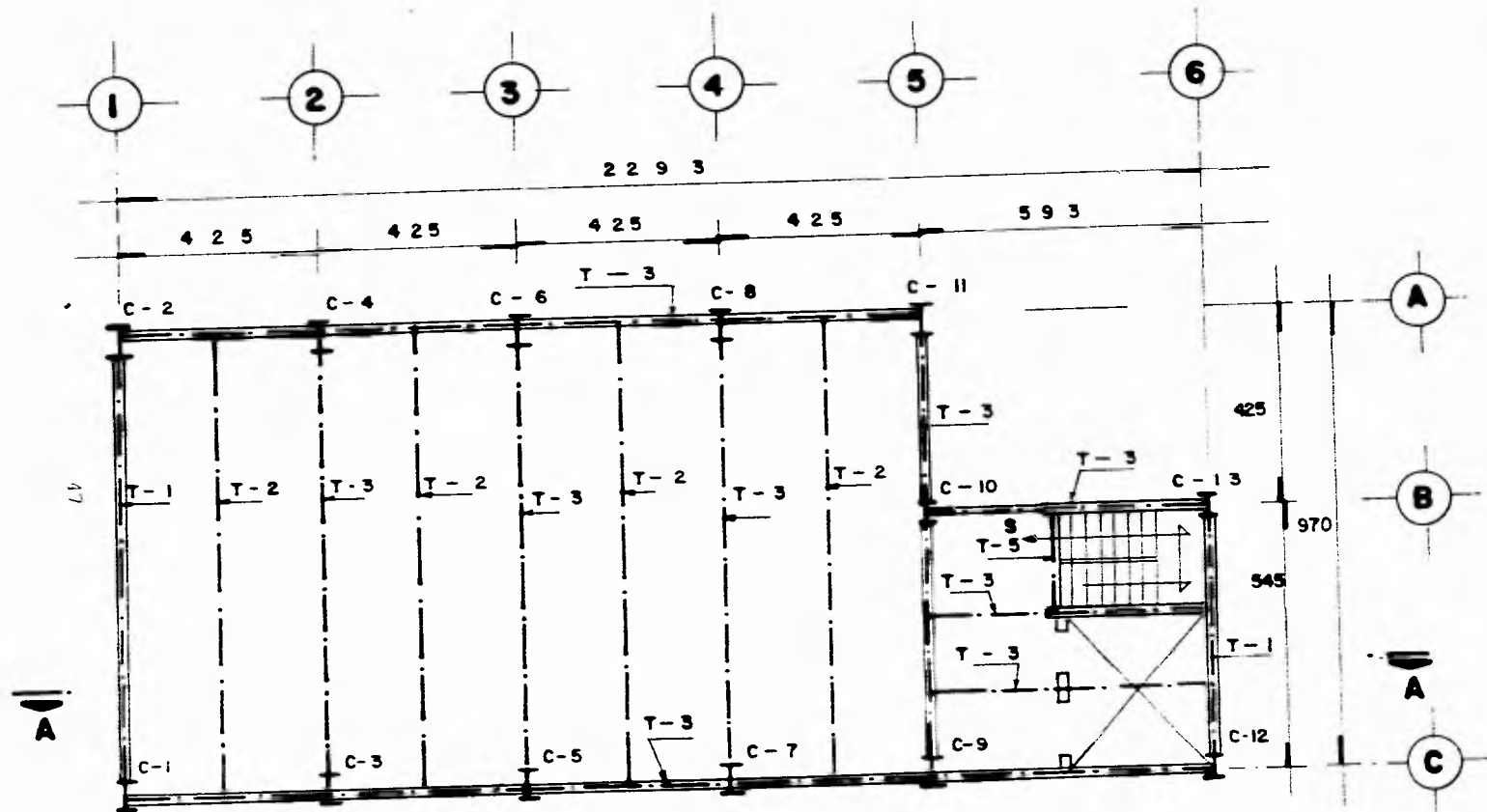
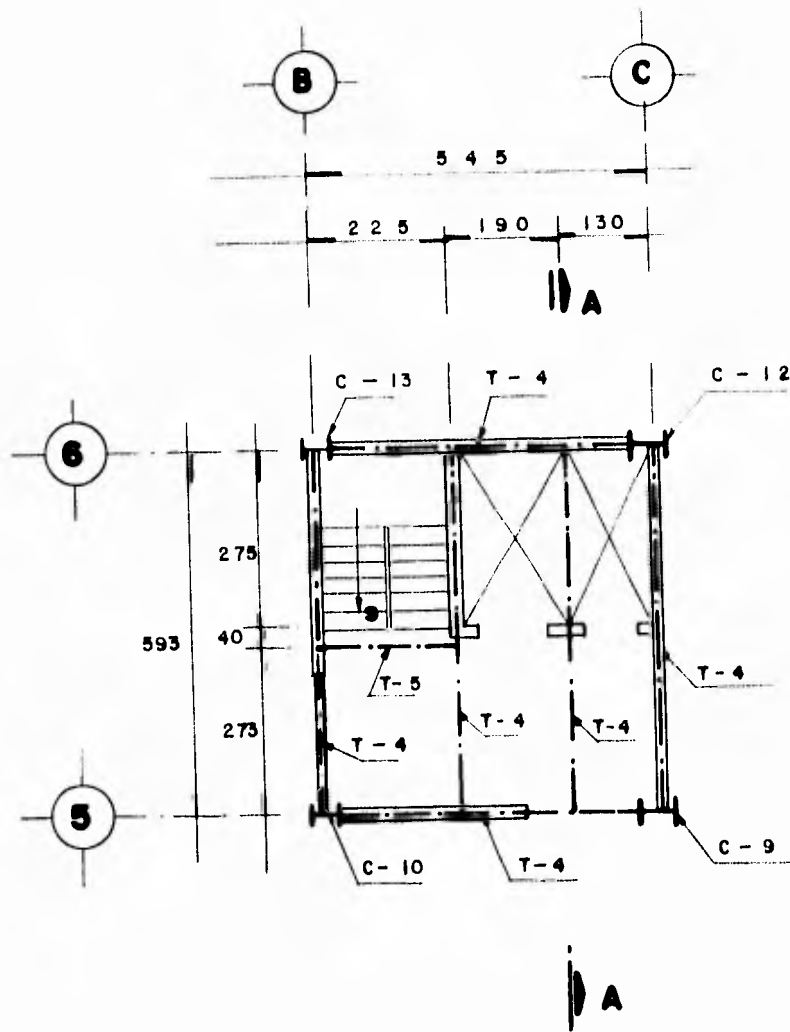


Fig. 32

NIVEL TIPO



MEDIOS NIVELES

Fig. 3.3

D).- Peso propio de muros.

Material: block hueco Arena-Cemento (15x20x40)

- peso aproximado por pieza: 11 kg.
- junta de mortero 1.0 cm.
- No. de piezas por m²: 11.6 pzas/m²
- Volumen de mortero: $11.6 \times (0.21 \times 0.41 - 0.2 \times 0.4) \times 0.15 = 0.0106 \text{ m}^3$

$$W = 11.21 \text{ pzas} \times 0.011 \text{ Ton} + 0.0106 \text{ m}^3 \times 2.1 \text{ T/m}^3 \\ = 0.145 \text{ T/m}^2$$

- aplanado de mortero en ambas caras de 1.5 cm.:
 $0.03 \times 2.1 \text{ T/m} = 0.063 \text{ T/m}^2$

- Peso por metro lineal de muro:

$$W = (0.145 + 0.063) \times 4.60 \text{ m} = 1.0 \text{ T/m}$$

Además fueron estimados los pesos propios de pretilas de azoteas, faldones de concreto en fachada principal, etc.

Una vez determinados los pesos propios de cada uno de los elementos que conforman al edificio se procedió a distribuir la carga correspondiente a cada elemento estructural como se muestra a continuación:

Carga vertical de diseño para vigas.

Niveles Tipo (zona principal)

-Trabe T-1

por carga muerta de losa:	$380 \text{ kg/m}^2 \times 1.06 \text{ m} =$	402.8 kg/m
por carga viva:	$650 \text{ kg/m}^2 \times 1.06 =$	689.0 "
por peso propio de trabe:		140.43 "
por muro de tabique		1,000.00 "

Carga lineal Niv. 1, 2 y 3	2,232.0 kg/m
Niv. 4 y 5	2,215.0 kg/m
Niv. 6, 7, 8,	2,179.0 kg/m

-Trabe T-2

por carga muerta de losa:	$380 \text{ kg/m}^2 \times 2.125 \text{ m} =$	807.5 kg/m
por carga viva:	$650 \text{ kg/m}^2 \times 2.125 =$	1,381.25 "
por peso propio de trabe:		87.03 "

Carga lineal	2,275.8 kg/m
--------------	--------------

Trabe T-3

por carga muerta de losa:	$380 \text{ kg/m}^2 \times 2.125 \text{ m} =$	807.5 kg/m
por carga viva:	$650 \text{ kg/m}^2 \times 2.125 =$	1,381.25 "
por peso propio de trabe:		111.14 "

Carga lineal Niv. 1, 2 y 3	2,300.0 kg/m
Niv. 4 y 5	2,288.0 "
Niv. 6, 7, 8	2,275.8 "

Trabe T-3 (perimetral)

por peso propio de trabe 111.14 kg/m
por peso propio de muro perimetral 1,090.0 "

Carga lineal Niv. 1, 2, y 3 1,111.14 kg/m
Niv. 4 y 5 1,099.67 kg/m
Niv. 6, 7 y 8 1,087.93 kg/m

Carga Concentrada en planta tipo debido a trabe T-2 considerando las reacciones de la trabe como simplemente apoyada:

$$R = (wl/2) = [(2275 \times 9.70) / 2] = 1,1037.6 \text{ kg}$$

Niveles Tipo (zona de escaleras)

-Trabe T-3 (Eje B entre ejes 5 y 6)

por carga muerta de losa: $\frac{394 \text{ kg/m}^2 \times 5.76 \text{ m}^2}{5.93 \text{ m}} = 382.7 \text{ kg/m}$

por carga viva: $\frac{350 \text{ kg/m}^2 \times 5.76 \text{ m}^2}{5.93 \text{ m}} = 339.9 \text{ "}$

por peso propio de trabe: 111.14 "

por muro de tabique 478.40 "

Carga lineal Niv. tipo de escaleras 1,132.2 kg/m

-carga concentrada en nivel de escaleras (tipo)

$$\begin{aligned} \text{por carga muerta de losa: } & \frac{394 \text{ kg/m}^2 \times 10.49 \text{ m}}{2} = 2,066.7 \text{ kg} \\ \text{por carga viva: } & \frac{350 \text{ kg/m}^2 \times 10.49 \text{ m}}{2} = 1,835.9 \text{ " } \\ \text{por peso propio de trabe: } & 111.14 \text{ kg/m} \times \frac{5.93 \text{ m}}{2} = 329.0 \text{ " } \\ & \hline & \mathbf{p= 4,232 \text{ Kg}} \end{aligned}$$

- Nivel de azotea.

-Trabe T-1

$$\begin{aligned} \text{por carga muerta de losa: } & 615 \text{ kg/m}^2 \times 1.06 \text{ m} = 651.9 \text{ kg/m} \\ \text{por carga viva: } & 100 \text{ kg/m}^2 \times 1.06 = 106.0 \text{ " } \\ \text{por peso propio de trabe: } & 87.03 \text{ " } \\ \text{pretil en azotea (h = 50 cm) } & 208 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 \text{ m} = 104.0 \text{ " } \end{aligned}$$

$$\text{Carga lineal} \quad \hline \quad \quad \quad 950.0 \text{ kg/m}$$

-Trabes T-2 y T-3

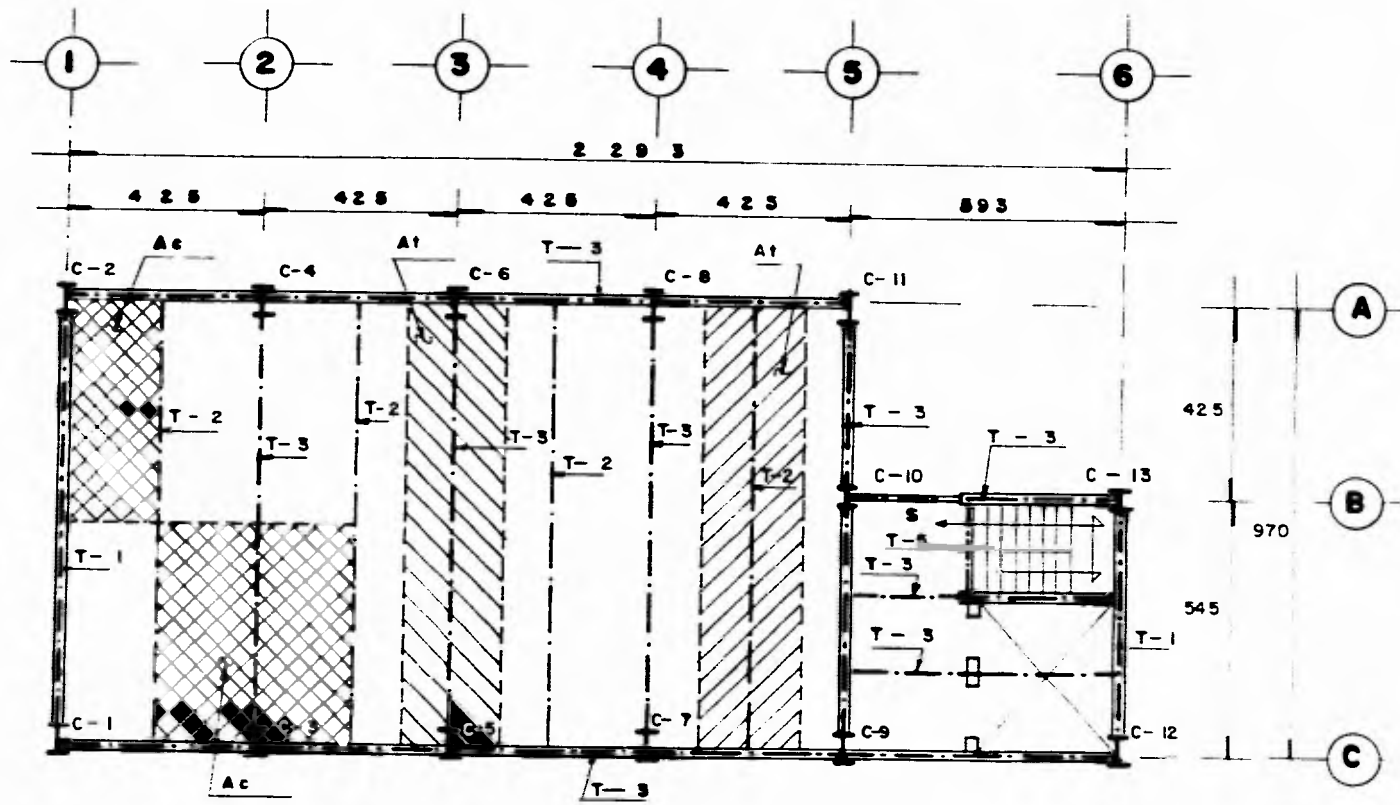
$$\begin{aligned} \text{por carga muerta de losa: } & 615 \text{ kg/m}^2 \times 2.125 \text{ m} = 1,306.8 \text{ kg/m} \\ \text{por carga viva: } & 100 \text{ kg/m}^2 \times 2.125 = 212.5 \text{ " } \\ \text{por peso propio de trabe: } & 87.03 \text{ " } \end{aligned}$$

$$\text{Carga lineal} \quad \hline \quad \quad \quad 1,610.0 \text{ kg/m}$$

Carga concentrada en nivel de azotea debida a trabe T-2 :

$$R = (w_l/2) \times l = [(1610 \times 9.70)/2] = 7,808.5 \text{ kg}$$

A continuación se presenta un resumen de las cargas verticales en marcos tipo:



PLANTA TIPO

FIG 34

DIRECCION "X" (E-W)

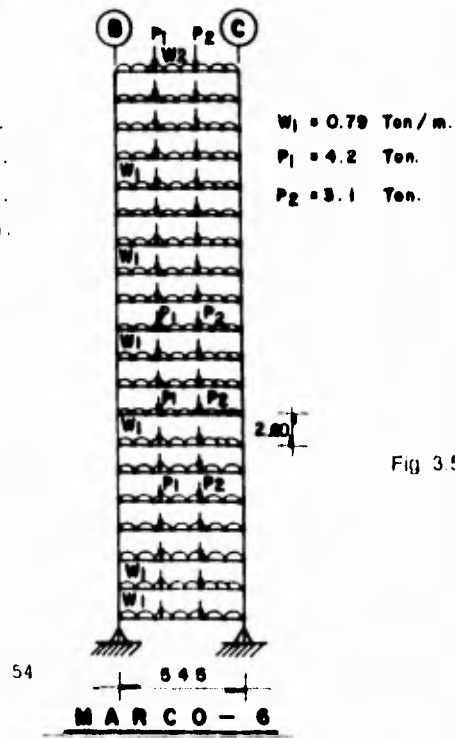
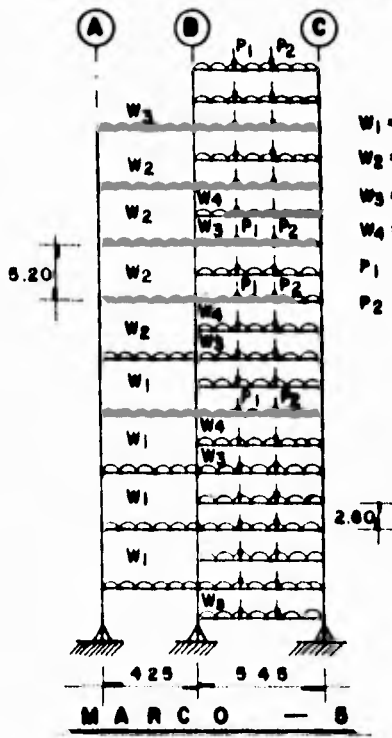
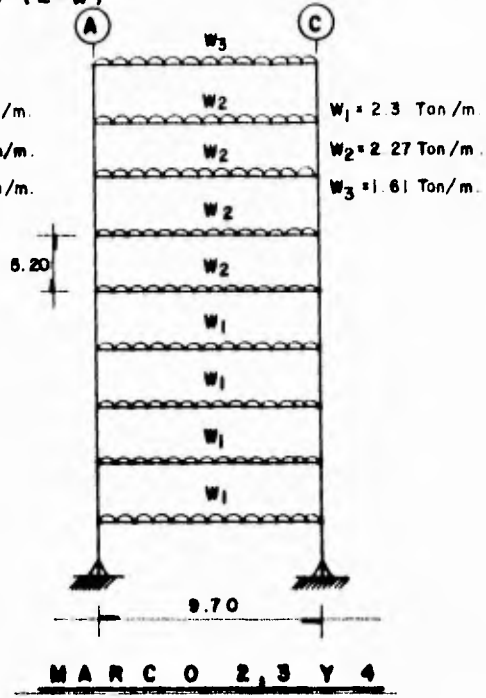
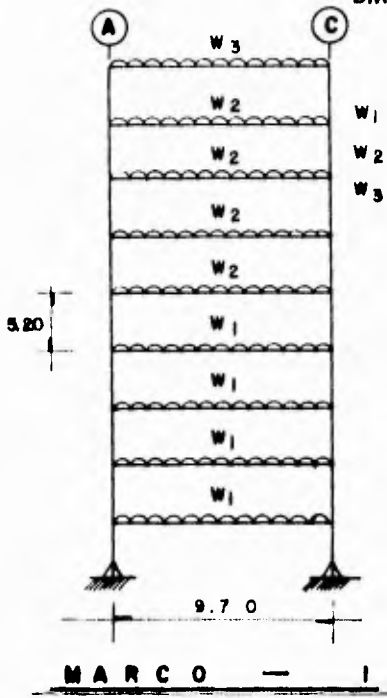
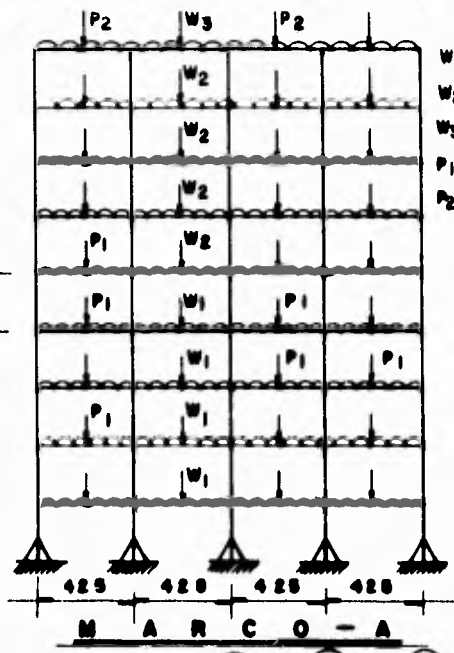


Fig 3.5

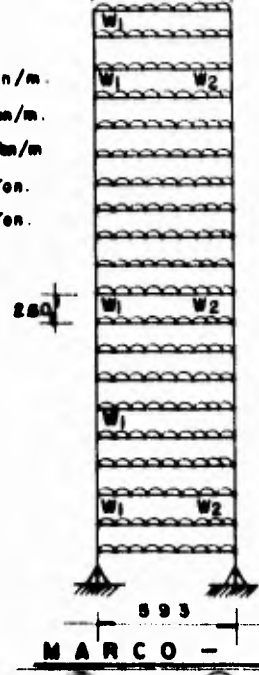
DIRECCION Y (N - S)

① ② ③ ④ ⑤



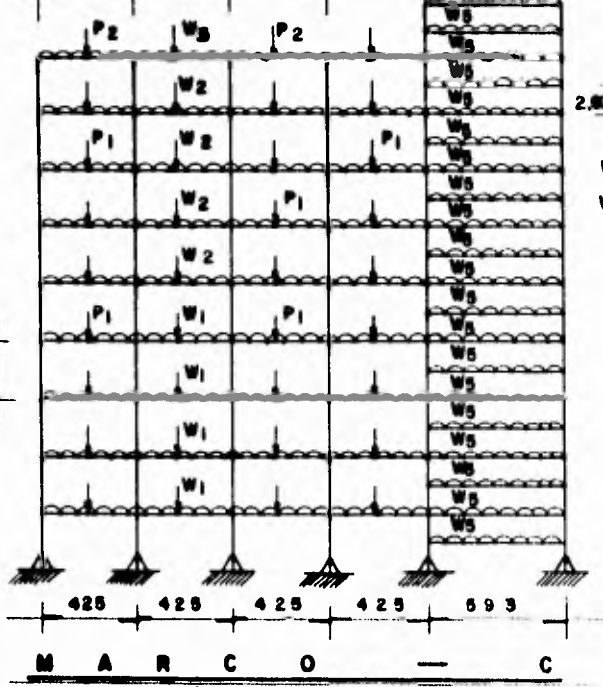
$W_1 = 1.11 \text{ Ton/m}$
 $W_2 = 1.09 \text{ Ton/m}$
 $W_3 = 0.215 \text{ Ton/m}$
 $P_1 = 11.04 \text{ Ton}$
 $P_2 = 7.91 \text{ Ton}$

⑤ ⑥



$W_1 = 1.12 \text{ Ton/m}$
 $W_2 = 0.97 \text{ Ton/m}$

① ② ③ ④ ⑤ ⑥



$W_1 = 1.11 \text{ Ton/m}$
 $W_2 = 1.09 \text{ Ton/m}$
 $W_3 = 0.215 \text{ Ton/m}$
 $P_1 = 11.04 \text{ Ton}$
 $P_2 = 7.91 \text{ Ton}$

$W_5 = 1.03 \text{ Ton/m}$
 $W_6 = 0.59 \text{ Ton/m}$

Fig 36

III.2.2.- ANALISIS POR CARGA VERTICAL MAS SISMO.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, indican que toda estructura igual o mayor a 60 m. de altura debe analizarse mediante el método dinámico; y si es una construcción menor podrá analizarse como alternativa, mediante el método sísmico estático. Para el edificio en estudio fueron aplicados ambos métodos, de los cuales fueron elegidas las fuerzas de diseño que resultaran más desfavorables.

El método sísmico estático consiste en aplicar a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente a la acción sísmica. Por su parte el método dinámico se realiza a través de un análisis de respuesta dinámica de un modelo simplificado en el que se idealiza a la estructura a base de masas y resortes empleando en el análisis técnicas de espectro de respuesta.

Para el cálculo de las fuerzas cortantes sísmicas en los diferentes niveles de la estructura, fue estimado el peso de cada nivel, en el que se incluyera tanto a las cargas muertas como a las cargas vivas reducidas o instantáneas .

La carga viva instantánea se estimó en 460 kg/m² para los niveles de entrepiso, 70 kg/m² para el nivel de azotea y 170 kg/m² para la zona de escaleras.

- PESOS POR NIVEL:

- Nivel 1 a 3 (Tipo)

-por carga muerta en losa: $380 \text{ kg/m}^2 \times 197.22 \text{ m}^2 = 74.94 \text{ ton}$
-por carga viva en losa: $460 \text{ " } \times 164.90 \text{ m}^2 = 75.85 \text{ "}$
 $170 \text{ " } \times 32.32 \text{ m}^2 = 5.49 \text{ "}$

-por peso propio de trabes:

T-1 $(140.43 \text{ kg/m} \times 15.15 \text{ m}) = 2.13 \text{ ton}$
T-2 $(87.03 \text{ kg/m} \times 40.96 \text{ m}) = 3.56 \text{ "}$
T-3 $(111.1 \text{ " } \times 94.36 \text{ "}) = 10.48 \text{ "}$
T-5 $(24.0 \text{ kg/m} \times 5.45 \text{ m}) = 0.13 \text{ "}$

-por peso propio de columnas:

$(328 \text{ kg/m} \times 5.30 \text{ m} \times 3) = 5.21 \text{ ton}$
 $(422.3 \text{ kg/m} \times 5.30 \text{ m} \times 3) = 6.71 \text{ "}$
 $(457.8 \text{ kg/m} \times 5.30 \text{ m} \times 7) = 16.98 \text{ "}$

-por conexiones en estructura

metálica (15%): $(16.3+28.9) \times 0.15 = 6.78 \text{ ton}$

-por peso propio de muros:

$1000 \text{ kg/m} \times (22.93 \times 2 + 9.7 \times 2 + 5.45 \text{ m}) = 70.71 \text{ ton}$

-pretiles en fachada : $(264 \text{ kg/m} \times (17 \times 2 + 9.70 \text{ m})) = 11.53 \text{ ton}$

Peso total (Niv. 1) 290.51 ton

-Nivel 4 a 6 (lipo)

-por carga muerta en losa: $380 \text{ kg/m} \times 197.22 \text{ m}^2 = 74.94 \text{ ton}$
-por carga viva en losa: $460 \text{ " } \times 164.90 \text{ m}^2 = 75.85 \text{ "}$
 $170 \text{ " } \times 32.32 \text{ m}^2 = 5.49 \text{ "}$

-por peso propio de trabes:

T-1 $(127.05 \text{ kg/m} \times 15.15 \text{ m}) = 1.86 \text{ ton}$
T-2 $(99.67 \text{ kg/m} \times 40.96 \text{ m}) = 4.08 \text{ "}$
T-3 $(87.03 \text{ " } \times 94.36 \text{ "}) = 8.21 \text{ "}$
T-5 $(24.0 \text{ " } \times 5.45 \text{ "}) = 0.13 \text{ "}$

-por peso propio de columnas:

$(186.6 \text{ kg/m} \times 5.30 \text{ m} \times 3) = 2.97 \text{ ton}$
 $(271.0 \text{ kg/m} \times 5.30 \text{ m} \times 3) = 4.31 \text{ "}$
 $(307.4 \text{ kg/m} \times 5.30 \text{ m} \times 7) = 11.40 \text{ "}$

-por conexiones en estructura

metálica(15%): $(14.28+18.68) \times 0.15 = 4.94 \text{ ton}$

-por peso propio de muros:

$1000 \text{ kg/m} \times (22.93 \times 2 + 9.7 \times 2 + 5.45 \text{ m}) = 70.71 \text{ ton}$

-pretilas en fachada : $(264 \text{ kg/m} \times (17 \times 2 + 9.70 \text{ m})) = 11.53 \text{ ton}$

Peso total (Niv. 5) **275.44 ton**

-Medios niveles(Tipo)

-por carga muerta en losa	$(32.32 \text{ m}^2 \times 380 \text{ kg/m}^2)$	= 12.4	ton
-por carga viva en losa	$(32.32 \text{ " } \times 170 \text{ " })$	= 5.49	"
-por peso propio de trabes:			
T-4	$(64.72 \text{ kg/m} \times (5.45 \times 2 + 5.93 \times 4 \text{ m}))$	= 2.24	"
T-5	$(24.0 \text{ kg/m} \times 5.45 \text{ m})$	= 0.13	ton
Peso total en medios niveles		= 20.3	ton

-Nivel Azotea (Niv 9).

-por carga muerta en losa:			
	$615 \text{ kg/m}^2 \times (197.22 - 32.3) \text{ m}^2$	= 101.4	ton
	$380 \text{ " } \times 32.32 \text{ " }$	= 12.28	"
-por carga viva en losa:	$70 \text{ " } \times 164.90 \text{ m}^2$	= 11.54	"
	$170 \text{ " } \times 32.32 \text{ m}^2$	= 5.49	"
-por peso propio de trabes:			
	$87.03 \text{ kg/m} (15.15 + 40.96 + 94.36)$	= 13.1	"
	$T-5 (24.0 \text{ " } \times 5.45 \text{ " })$	= 0.13	"
-por peso propio de columnas:			
	$(191.69 \text{ kg/m} \times 2.65 \text{ m} \times 10)$	= 5.07	ton
	$(149.25 \text{ kg/m} \times 2.65 \text{ m} \times 3)$	= 1.18	"
-por conexiones en estructura			
metálica (15):	$(13.23 + 6.25) \times 0.15$	= 2.92	ton

-por peso propio de muros:		
	$\times 1000 \text{ kg/m} \times (27.93 \times 0.19 + 22.95) \times 10 \text{ m}^2$	31.85 ton
-pretiles en fachada y azotea:		
	$(104 \text{ kg/m} \times 17 \times 2 \times 9.70 \text{ m})$	11.53 ton
	$(104 \text{ kg/m} \times 17 \times 2 \times 9.70 \text{ m})$	11.54 "
	Peso total (Niv. Azotea)	199.85 ton

A continuación se resumen los pesos calculados para cada nivel; se incluye el peso de los medios niveles de la zona de escaleras, este se supuso concentrado en los niveles principales, para simplificación del modelo:

Nivel	Peso (ton)
10	75
9	225
8	200
7	25
6	300
5	300
4	300
3	310
2	310
1	310

Σ 2720 ton

Según el método de análisis sísmico estático, la acción del sismo puede representarse a través de fuerzas horizontales que actúen en los centros de masas de los pisos, donde la fuerza lateral total (cortante en la base) se obtiene a partir de la fuerza de inercia en un sistema de un grado de libertad. Estas fuerzas se determinan con el peso de la masa que corresponda multiplicada por un coeficiente proporcional a h , siendo h la

altura de la masa en cuestión a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables, de tal manera que satisfaga la relación:

$$V/Q \text{ en la base sea igual } C/Q$$

donde:

- V : el cortante en la base
- W : peso total del edificio
- Q : factor de ductilidad
- c : Coeficiente sísmico.

Se considera que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, de cero hasta un valor máximo, a_m , en la parte más alta del edificio, por lo que la fuerza lateral en cada piso vale:

$$F_i = (W_i \cdot a/g) = [(W_i \cdot h_i \cdot a) / (g \cdot H)]$$

Por otra parte el cortante en la base es igual :

$$V = \sum F_i = [(a_m / H)] \cdot [\sum \{(W_i / g) \cdot h_i\}]$$

donde:

$$a_m = [(V \cdot H \cdot g) / (\sum W_i \cdot h_i)]$$

por lo que

$$F_i = V \cdot [(W_i \cdot h_i) / (\sum W_i \cdot h_i)]$$

$$F_i = [(W_i \cdot h_i) / (\sum W_i \cdot h_i)] \cdot c \cdot \frac{\sum W_i}{Q}$$

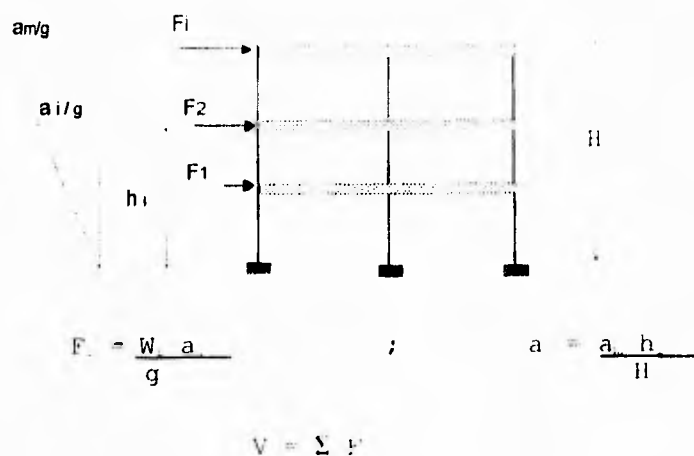


Fig. 3.7

De acuerdo a lo anterior fue realizado en primer término el análisis sísmico estático, para conocer las nuevas fuerzas de diseño a las que estaría sujeta la estructura.

Tomando en cuenta los parámetros de diseño de las secciones anteriores se tiene:

Estructura:	Grupo "A"
Suelo	tipo II
Coefficiente sísmico	$c = 0.32$
Factor de Comportamiento sísmico (ambas direcciones)	$Q = 2$
Factor de Importancia	$F_i = 1.3$

Por tanto el cortante basal para el análisis estático resulta:

$$V_b = [(c \sum W_i F_i) / Q] = [(0.32 \cdot 1.3 \cdot 2720) / 2] = 565.76 \text{ ton}$$

Siendo la distribución de fuerzas sísmicas y cortantes en cada nivel:

NIVEL	PESO	ALTURA	$W_i \cdot H_i$	FUERZA	CORTANTE
	W_i (Ton)	H_i (m)		(Ton)	(Ton)
10	75	51.23	3842.25	31.83	31.83
9	225	46.03	10356.75	85.79	117.62
8	295	40.89	12062.55	99.93	217.55
7	295	35.65	10516.75	87.12	304.67
6	300	30.39	9117.00	75.52	380.20
5	300	25.07	7521.00	62.30	442.50
4	300	19.89	5967.00	49.43	491.93
3	310	14.68	4550.80	37.70	529.63
2	310	9.55	2960.50	24.52	554.15
1	310	4.52	1401.20	11.61	565.76
SUMA	2720		68295.8		

Con las fuerzas laterales en cada nivel, fue calculada la rigidez de cada marco y la total por entrepiso, además se valió la posibilidad de reducir el coeficiente sísmico, mediante una estimación del período fundamental de vibración de la estructura, tal como se indica en el inciso 8.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo⁴, y compararlo con el obtenido en las pruebas de vibración ambiental, descritas en el capítulo II.

Tomando en cuenta las propiedades geométricas y materiales que conforman cada uno de los marcos del edificio, fueron aplicadas las fuerzas laterales a cada uno de ellos.

Con los desplazamientos relativos en cada nivel fue determinada la rigidez lateral que presenta cada marco, mediante el cociente entre el cortante y el desplazamiento relativo de cada nivel.

La variación de rigidez que presentaron algunos marcos fue muy notable, siendo muy grandes en aquellos que contienen muros de block ligados a la estructura metálica, ya que restringen el desplazamiento lateral del marco y por consiguiente contribuyen de manera predominante en la rigidez lateral del edificio.

Fue necesario realizar una disminución de las propiedades elásticas en los muros de block, ya que estos presentaron una rigidez excesiva, al considerar que tenían un módulo de elasticidad de $16,000 \text{ kg/cm}^2$ (según las Normas Técnicas Complementarias correspondientes a muros de mampostería), el cual influye notablemente en el cálculo del periodo de vibración de la estructura.

Debido a que es difícil determinar las propiedades elásticas de los muros de mampostería con precisión, por la serie de parámetros que influyen en su comportamiento como es el espesor de las juntas de mortero, la calidad del mortero empleado, el agrietamiento existente que presentan algunos de ellos, etc; fue necesario realizar algunas iteraciones variando el módulo de elasticidad de los muros y observando que cambios se presentaban en la variación del periodo de vibración de la estructura. Al final se consideró un módulo de elasticidad en la mampostería de $3,500 \text{ Kg/cm}^2$, el cual reportó valores más aproximados a las condiciones reales del edificio al comparar los periodos calculados con los medidos en campo. Sin embargo, no hay que olvidar que debido a las contracciones de los materiales de que están compuestos los muros y a las pequeñas vibraciones con que fueron medidos los periodos en el sitio, éstos no coinciden exactamente con los periodos calculados, pues durante la ocurrencia de un sismo y al deformarse la estructura metálica, ésta se recargará en los muros con lo que

el período variará. Por otra parte también hay que considerar que no se conoce con certeza el período natural por las incertidumbres que existen en el cálculo de masas y rigideces, y a las incursiones de las estructuras en el rango inelástico, así como la interacción suelo-estructura, lo que modifica substancialmente el período fundamental de vibración.

PROPIEDADES DE MARCO TIPO EN DIRECCION "X" (E-W)

NIVEL	FUERZA (Ton)	M A R C O "1"		M A R C O S "2, 3, 4"	
		DESPLZ. PROM. (cm)	RIG. LATERAL (Ton/cm)	DESPLZ. PROM. (cm)	RIG. LATERAL (Ton/cm)
10	0	115.49	0	528.98	0
9	85.79	115.49	12.5516	528.97	3.4111
8	99.92	108.64	19.5797	503.82	4.9468
7	87.12	99.16	22.8097	466.28	5.4498
6	75.52	87.20	25.9096	416.21	6.0390
5	62.31	73.75	28.5117	358.53	6.4697
4	49.43	59.35	30.8884	295.05	6.8915
3	37.69	44.45	32.8843	228.29	6.9807
2	24.52	29.32	34.6272	156.98	6.7010
1	11.57	14.23	37.5191	79.03	6.7561

NIVEL	FUERZA (Ton)	M A R C O "5"		M A R C O "6"	
		DESPLZ. PROM. (cm)	RIG. LATERAL (Ton/cm)	DESPLZ. PROM. (cm)	RIG. LATERAL (Ton/cm)
10	31.83	135.81	3.71962	263.40	1.5746
9	85.79	127.25	11.8128	243.19	5.0365
8	99.92	117.29	18.5515	219.83	8.0653
7	87.12	105.57	23.1034	192.86	10.2688
6	75.52	92.38	27.8657	163.19	12.5065
5	62.31	78.74	31.3833	132.79	14.6085
4	49.43	64.64	29.7075	102.50	17.4044
3	37.69	48.08	39.9871	74.23	19.8017
2	24.52	34.83	40.0674	47.49	22.6897
1	11.57	21.00	26.9493	23.07	24.5289

PROPIEDADES DE MARCO TIPO EN DIRECCION "Y" (N-S)

NIVEL	FUERZA (Ton)	MARCO "A"		FUERZA (Ton)	MARCO "B"	
		DESPLZ PROM (cm)	RIGI LATERAL (Ton/cm)		DESPLZ PROM (cm)	RIGI LATERAL (Ton/cm)
10	0	51.46	0	41.83	158.87	17.4048
9	85.79	51.46	33.449	85.79	340.48	4.7057
8	99.92	51.89	45.8509	99.92	315.48	6.6924
7	87.12	47.84	50.2814	87.12	282.98	7.8550
6	75.52	42.42	56.8509	75.52	244.19	9.3711
5	62.31	36.29	59.2701	62.31	204.64	10.4470
4	49.43	29.36	63.5524	49.43	164.23	12.1799
3	37.69	22.12	65.6411	37.69	120.84	13.1742
2	24.52	14.54	72.3649	24.52	80.64	14.7894
1	11.57	7.42	72.9624	11.57	43.17	13.1060

NIVEL	MARCO "C"		
	FUERZA (Ton)	DESPLZ PROM (cm)	RIGI LATERAL (Ton/cm)
10	41.83	64.75	9.2028
9	85.79	61.29	34.5055
8	99.92	57.88	44.511
7	87.12	52.99	48.1253
6	75.52	46.66	55.6003
5	62.31	39.82	57.9481
4	49.43	32.19	62.8392
3	37.69	24.46	64.8898
2	24.52	16.20	72.1446
1	11.57	8.51	66.4484

Una vez conocidas las características de rigidez del edificio fue posible calcular el periodo fundamental del edificio y compararlo con las mediciones realizadas en campo:

<i>Sentido de analisis</i>	<i>Periodo Calculado</i> (seg)	<i>Periodo Medido</i> (seg)
<i>Dirección "X" (E-W)</i>	2.20	2.109
<i>Dirección "Y" (N-S)</i>	1.789	2.13

Considerando los periodos calculados fue posible realizar una disminución en el coeficiente sísmico, de acuerdo a las expresiones planteadas en el artículo 8.2 inciso c, de las Normas para Sismo), cuando el periodo fundamental de vibración T es mayor que T_b , donde la aceleración de diseño se adopta como una variación cuadrática en función de la coordenada vertical. Según éste inciso las fuerzas laterales a considerar en el diseño se toman proporcionalmente al peso de la masa que corresponde multiplicada por un coeficiente igual a $K_1 h_i + K_2 h_i^2$ siendo:

$$K_1 = \{ [q(1-r(1-q)) \sum W_i] / (\sum W_i h_i) \}$$

$$K_2 = \{ [1.5rq(1-q) \sum W_i] / (\sum W_i h_i^2) \}$$

donde:

$$q = (T_b/T)^r$$

W_i y h_i respectivamente, el peso y la altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

Tomando el periodo calculado se tiene:

- Dirección "X" (Tx = 2,109 seg.)

$$q = [1.5/2.109]^{0.75} = 0.7966$$

$$K_{ix} = \frac{0.79 \times (1 - 0.667(1 - 0.7966)) \times 2720}{68295.8} = 0.02042$$

$$K_x = \frac{1.5 \times 0.667 \times 0.7966 (1 - 0.7966) \times 2720}{222743.2} = 0.0018947$$

REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS DIR. "X" (E-W)

NIVEL	W _i	H _i	H _i ²	W _i H _i	W _i H _i ²	K ₁ (C/Q)	K ₂ (C/Q)	F _i	V _i
	(Ton)	(m)				*W _i H _i	*W _i H _i ²	(Ton)	(Ton)
10	75	54.22	2939.51	3947.25	196837.47	20.52	7.59	28.11	32.11
9	225	46.03	2118.76	10356.75	476721.20	97.41	18.39	73.70	101.81
8	295	40.89	1671.96	12062.55	492237.67	64.41	13.93	83.44	105.29
7	295	35.65	1270.92	10516.75	374622.14	56.16	14.46	76.62	275.97
6	300	30.89	953.55	9177.00	276651.63	48.68	10.69	59.37	315.75
5	300	25.67	658.50	7521.00	188551.47	40.16	7.27	47.11	362.68
4	300	19.89	395.61	5967.00	118633.03	31.86	4.58	36.43	399.13
3	310	14.68	215.50	4550.80	66807.74	24.30	2.58	26.85	420.01
2	310	9.55	91.20	2966.50	28772.00	15.81	1.09	16.89	442.90
1	310	4.52	20.43	1401.20	6333.42	7.48	0.24	7.73	450.63
SUMA	2720			68295.80	2227432.15				

- Dirección "Y" (Ty = 1,789 seg.)

$$q = [1.5/1.789]^{0.75} = 0.8891$$

$$K_{iy} = \frac{0.8891 (1 - 0.667(1 - 0.8891)) \times 2720}{68295.8} = 0.03279$$

$$K_y = \frac{1.5 \times 0.667 \times 0.8891 (1 - 0.8891) \times 2720}{222743.2} = 0.00116$$

REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS DIR. "Y" (N-S)

NIVEL	H	H ₀	W ₀	W ₀ H	W ₀ H ²	W ₀ H ³	W ₀ H ⁴	V ₀	V ₀ H
10	5	34.23	114.91	547.95	1506.69	37.1	36.8	3.1	34.0
9	25	34.0	319.75	1794.75	4973.75	62.1	11.54	30.0	104.0
8	20	45.89	471.89	2561.89	4773.89	38.4	11.8	31.7	33.98
7	205	35.65	1271.97	1046.75	3491.14	10.77	30.07	31.4	172.31
6	44	30.89	973.89	917	27385.67	59.9	1.71	66.67	34.87
5	300	25.07	676.80	761	18861.67	49.4	1.26	54.35	399.8
4	300	19.89	376.61	697	11863.67	36.31	1.87	4.11	44.31
3	210	14.68	151.67	456.8	6685.74	26.93	1.67	31.26	473.96
2	310	8.55	91.20	286.8	2071.8	16.47	4.66	30.6	495.72
1	310	4.52	30.43	140.17	633.47	9.77	0.18	9.17	543.09
SUMA	2720			6829.6	22144.17				

Como se puede observar, la reducción del cortante en la base, para el análisis sísmico estático, al considerar el periodo fundamental del edificio, fue de un 20.3% para la dirección transversal ("X") y de un 11.08% para la dirección longitudinal ("Y").

Además, se realizó un análisis dinámico modal espectral, idealizando a la estructura a base de masas y resortes (ver Figs.3.8, 3.9), donde las masas se consideran concentradas en cada piso y los resortes representan la rigidez lateral de cada entrepiso. Para ello se empleó el espectro de diseño reducido por ductilidad para la zona II, según el RCEM.

Para la dirección "X" (E-W):

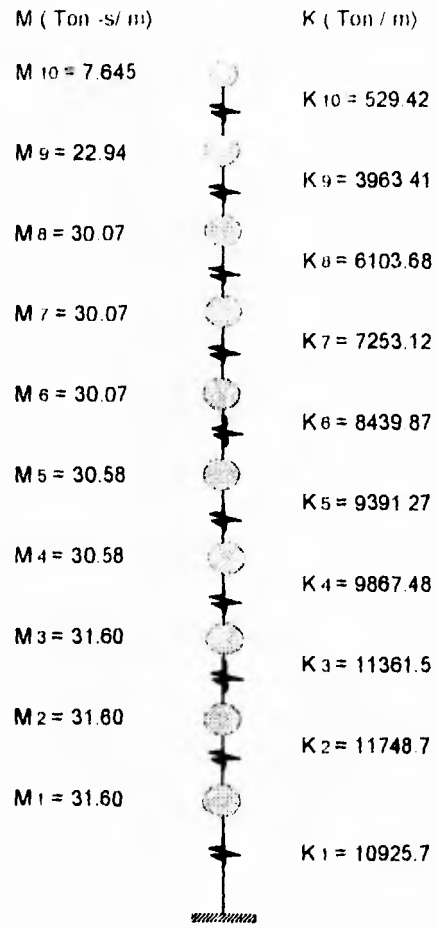


Fig. 3.8

Para la dirección "Y" (N-S):

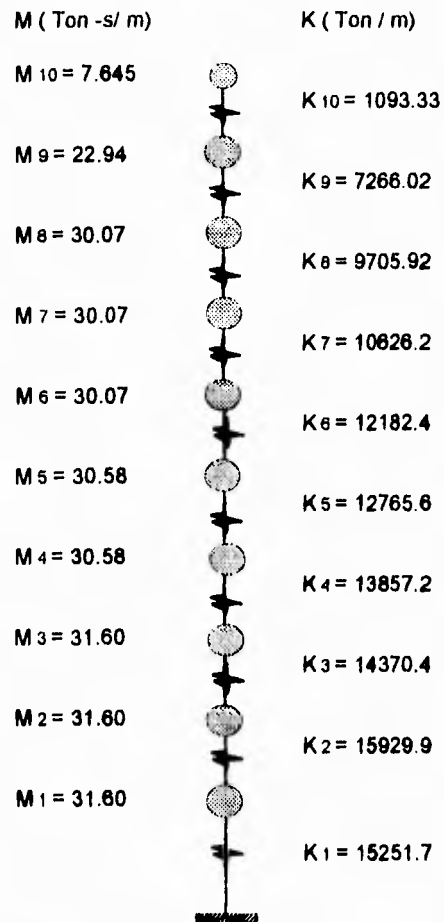


Fig. 3.9

Se analizó en forma independiente la vibración de traslación en dos direcciones ortogonales sin tomar en cuenta el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas, este último efecto habría de considerarse en forma independiente, como el procedimiento indicado para el método de análisis estático.

Se calcularon los primeros modos de traslación en cada dirección del análisis, calculando la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, con la aceleración correspondiente al espectro de diseño reducido por ductilidad y para el período particular del modo en cuestión.

El análisis dinámico de la estructura bajo la acción de fuerzas horizontales, partiendo de la hipótesis de que su comportamiento es elástico, dió como resultado para los primeros modos lo siguiente:

Dirección Transversal "X" (E-W)

<i>MODO</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
Frecuencia Natural Angular	2.978	7.194	9.433	13.41
Frecuencia expresada en(Hz)	0.474	1.145	1.501	2.133
Periodo expresado en(seg).	2.109	0.873	0.667	0.468

Dirección Longitudinal "Y" (N-S)

<i>MODO</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
Frecuencia Natural Angular	3.512	9.216	12.52	16.69
Frecuencia expresada en(Hz)	0.558	1.467	1.992	2.656
Periodo expresado en(seg.)	1.789	0.681	0.502	0.376

Resultando las fuerzas horizontales calculadas con el método dinámico, a través del análisis modal espectral, las siguientes:

<i>DIRECCION "X" (E-W)</i>			<i>DIRECCION "Y" (N-S)</i>		
NIVEL	Fuerza Dinámica	Cortante (Ton)	NIVEL	Fuerza Dinámica	Cortante (Ton)
10	29.75	29.75	10	28.15	28.15
9	48.39	78.14	9	55.41	83.56
8	59.36	137.5	8	67.70	151.3
7	52.93	190.4	7	60.30	211.6
6	47.11	237.5	6	53.65	265.2
5	40.36	277.9	5	46.49	311.7
4	33.31	311.2	4	38.54	350.2
3	26.62	337.8	3	31.22	381.5
2	19.23	357.1	2	21.77	403.2
1	10.90	367.9	1	12.04	415.3
Momento de Volteo $M_x = 11,795.4$ T-m			$M_y = 13,193.72$ T-m		

Se comparó el cortante dinámico basal con el 80% del cortante estático reducido, de los cuales se seleccionó el mayor para el análisis definitivo. De los dos análisis realizados, se observó que las fuerzas calculadas del análisis dinámico, representaron el 81.64% del cortante estático reducido, para la dirección E-W y el 82.55% para la dirección N-S, por lo que no fue necesario incrementar el valor de las fuerzas sísmicas dinámicas para satisfacer el requisito indicado en el inciso 9.3 de las Normas Técnicas para Diseño por Sismo (Ref.4), de diseñar al menos con el 80% de las fuerzas sísmicas estáticas.

Las fuerzas dinámicas calculadas, fueron distribuidas en cada uno de los entrepisos y marcos del edificio considerando los efectos de torsión indicados en el inciso 4.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Para ello fue necesario determinar los puntos donde se supone concentradas las masas y los de rigidez en cada entrepiso, y observar las excentricidades que se presentan en el edificio al no existir una distribución uniforme de la carga. Por otra parte con las fuerzas sísmicas de diseño, fue calculado el momento de volteo que actúa en la base del edificio, con el cual se revisó la cimentación.

El centro de cortante, es el punto donde se encuentra concentrada la carga, se determinó por equilibrio estático, tomando en cuenta las cargas especiales para las zonas de equipo que alberga el inmueble. Por otra parte el centro de torsión, que es el punto donde teóricamente debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de dos niveles consecutivos que limita el entrepiso sea exclusivamente de traslación, fue calculado para cada nivel, a través de un sistema de referencia en el que se considera la rigidez y posición relativa de cada marco en dos direcciones principales, de acuerdo a las siguientes expresiones:

Posición del centro de torsión:

$$\text{Para la Dir. "X":} \quad X_c = \frac{\sum R_{i,j} X_i}{\sum R_{i,j}}$$

$$\text{Para la Dir. "Y":} \quad Y_c = \frac{\sum R_{i,j} Y_i}{\sum R_{i,j}}$$

donde:

R_i : representa la rigidez de entrepiso.

X, Y : las coordenadas de los elementos resistentes.

NIVEL	COORDENADAS CENTRO DE MASA		COORDENADAS CENTRO DE TORSIO		EXCENTRICIDAD ESTÁ CALCULADA	
	Xm(m)	Ym(m)	Xt(m)	Yt(m)	"es" (m)	"es" (m)
10	6.975	19.97	8.837	18.754	1.862	-1.206
9	4.502	10.37	4.881	10.175	0.379	-0.195
8	4.502	10.37	4.741	10.264	0.239	-0.106
7	4.502	10.37	4.701	10.577	0.205	0.207
6	4.502	10.37	4.754	10.835	0.252	0.465
5	4.502	10.37	4.751	11.05	0.248	0.634
4	4.502	10.37	4.772	10.943	0.27	0.573
3	4.502	10.37	4.769	11.546	0.267	1.176
2	4.502	10.37	4.787	11.68	0.286	1.31
1	4.502	10.37	4.591	10.92	0.089	0.546

Como la fuerza cortante que debe ser resistida por los elementos que constituyen a la estructura está compuesta por el efecto debido a la fuerza cortante del piso, supuesta actuando en el centro de torsión, y el debido al momento torsionante provocado por las excentricidades de la carga con respecto al centro de rigidez, fueron evaluadas las acciones anteriores mediante la distribución del cortante directo y la suma del efecto de torsión, para las dos direcciones principales de análisis:

Dirección "X"

$$\frac{V_x R_i}{\sum R_i} + \frac{M_i R_i Y_{i1}}{(\sum R_i Y_{i1}^2 + \sum R_i X_{i1}^2)}$$

Dirección "Y"

$$\frac{V_{s,i}}{\sum R_{s,i}} + \frac{M_{s,i} X_{s,i}}{(\sum R_{s,i} Y_{s,i} + \sum R_{s,i} X_{s,i}^2)}$$

donde:

- $V_{s,i}, V_i$: fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado.
- $X_{s,i}, Y_{s,i}$: distancia de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso en estudio.
- M_s : Momento torsionante en el entrepiso considerado, definido como el producto de la fuerza cortante en el entrepiso por la excentricidad de diseño.

Para evaluar el momento torsionante, fueron consideradas las excentricidades estáticas, y las accidentales, éstas últimas indicadas por el inciso 8.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Sismo:

$$I) e_d = 1.5e_s + 0.1 b$$

$$II) e_d = e_s - 0.1 b$$

donde " e_s " representa la excentricidad calculada, definida como la distancia entre la línea de acción de la cortante y el centro de torsión y " b " la mayor dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección del sismo.

EXCENTRICIDAD DE DISEÑO : $e1 = 1.5 "es" + 0.1b$

Nivel	EXCENTRICIDAD DIR "X"			EXCENTRICIDAD DIR "Y"		
	Estática 1.5"es"	Accidental 0 lb	Diseño e1	Estática 1.5"es"	Accidental 0 lb	Diseño e1
10	-1.809	0.593	-2.402	2.773	0.54	3.333
9	-0.292	2.293	-2.585	0.569	0.97	1.539
8	-0.159	2.293	-2.452	0.359	0.97	1.329
7	0.311	2.293	2.604	0.308	0.97	1.278
6	0.697	2.293	2.99	0.378	0.97	1.348
5	0.951	2.293	3.244	0.373	0.97	1.343
4	0.86	2.293	3.153	0.405	0.97	1.375
3	1.765	2.293	4.058	0.402	0.97	1.372
2	1.965	2.293	4.258	0.428	0.97	1.398
1	0.819	2.293	3.112	0.133	0.97	1.103

EXCENTRICIDAD DE DISEÑO : $e2 = "es" - 0.1b$

Nivel	EXCENTRICIDAD DIR "X"			EXCENTRICIDAD DIR "Y"		
	Estática "es"	Accidental 0 lb	Diseño e2	Estática "es"	Accidental 0 lb	Diseño e2
10	-1.206	0.593	-0.613	1.862	0.54	1.322
9	-0.195	2.293	2.098	0.379	0.97	-0.591
8	-0.106	2.293	2.187	0.239	0.97	-0.731
7	0.297	2.293	-2.086	0.265	0.97	-0.765
6	0.465	2.293	-1.828	0.252	0.97	-0.718
5	0.634	2.293	-1.659	0.248	0.97	-0.722
4	0.573	2.293	-1.72	0.27	0.97	-0.7
3	1.176	2.293	-1.117	0.267	0.97	-0.703
2	1.31	2.293	-0.983	0.286	0.97	-0.684
1	0.546	2.293	-1.747	0.089	0.97	-0.884

Por otra parte, fueron considerados los efectos bidireccionales de las dos componentes horizontales del

movimiento del terreno, tomando en cada dirección del análisis el 100% de los efectos de la componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos que obran perpendicularmente a ella.

Aplicando los conceptos anteriores a nuestro edificio, se tiene que la distribución del cortante para los niveles 4 y 7, como ejemplo, son:

Entrepiso 4

$$V_x = 311.2 \text{ Ton.} \quad e_1 = 3.153 \text{ m} ; e_2 = -1.720 \text{ m}$$

$$M_{tx1} = 311.2 \times 3.153 = 981.213 \text{ Ton-m}$$

$$M_{tx2} = 311.2 \times -1.720 = -535.26 \text{ Ton-m}$$

EJE	R _x (Ton/m)	Y _{it} (m)	R _x Y _{it}	R _x Y _{it} ²	EFECTO DIR "X"			DIR "Y"	DISEÑO
					Directo (Ton)	Torsion (Ton)	Total V _x (Ton)	Torsion V _x (Ton)	V _x +0.3V _y (Ton)
1	3088.84	-10.577	-32670.661	345557.578	97.42	31.18	128.596	15.306	133.187
2	689.15	-6.327	-4360.2521	27587.3147	21.73	4.255	25.989	2.088	26.616
3	689.15	-2.077	-1431.3646	2972.94417	21.73	1.553	23.287	0.712	23.501
4	689.15	2.173	1497.52295	3254.11757	21.73	0.6262	22.361	0.569	22.531
5	2970.75	6.423	19081.1273	122558.08	93.69	11.964	105.655	8.147	108.099
6	1740.44	12.353	21499.6553	265585.242	54.89	10.493	65.383	9.446	68.217
Suma	9867.48			767515.277					

7a

$$V_y = 350.2 \text{ Ton.} \quad e_1 = 1.375 \text{ m} ; e_2 = -0.700 \text{ m}$$

$$M_{ty1} = 350.2 \times 1.375 = 962.5 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ty2} = 350.2 \times -0.700 = -245.14 \text{ Ton-m}$$

EJE	R _y (Ton/m)	X _{it} (m)	R _y X _{it}	R _y X _{it} ²	EFECTO DIR "Y"			DIR "X"	DISEÑO
					Directo (Ton)	Torsion (Ton)	Total V _y (Ton)	Torsion V _x (Ton)	V _y +0.3V _x (Ton)
A	6355.24	4.99	31712.6476	158246.112	160.61	13.733	174.344	27.976	182.736
B	1217.99	0.749	912.27451	683.293608	30.78	0.288	31.069	0.587	31.245
C	6283.92	-4.701	-29540.708	138870.868	158.81	7.132	165.940	28.562	174.509
Suma	13857.15			297800.273					

1999
 2000
 2001
 2002
 2003
 2004
 2005
 2006
 2007
 2008
 2009
 2010
 2011
 2012
 2013
 2014
 2015
 2016
 2017
 2018
 2019
 2020
 2021
 2022
 2023
 2024
 2025

Entrepiso 7

$$V_x = 190.4 \text{ Ton.} \quad e_1 = 2.604 \text{ m}; \quad e_2 = -2.086 \text{ m}$$

$$M_{tx1} = 190.4 \times 2.604 = 495.8016 \text{ Ton-m}$$

$$M_{tx2} = 190.4 \times -2.086 = -397.174 \text{ Ton-m}$$

EJE	Rix (Ton/m)	Yit (m)	RixYit	RixYit ²	EFECTO DIR "X"			DIR "Y"	DISEÑO
					Directo (Ton)	Torsion (Ton)	Total Vx(Ton)	Torsion Vy(Ton)	Vx+0.3Vy (Ton)
1	2280.97	-10.577	-24125.82	255178.795	59.88	15.608	75.485	8.51	78.038
2	544.98	-6.327	-3448.0885	21816.0557	14.31	2.23	16.536	1.2166	16.901
3	544.98	-2.077	-1131.9235	2351.00503	14.31	0.732	15.038	0.399	15.158
4	544.98	2.173	1184.24154	2573.35687	14.31	0.614	14.920	0.4176	15.045
5	2310.34	6.423	14839.3138	95312.9127	60.65	7.69	68.338	5.236	69.909
6	1026.88	12.353	12685.0486	156698.406	26.96	6.574	33.530	4.476	34.873
Suma	7253.13			533930.531					

$$V_y = 211.6 \text{ Ton.} \quad e_1 = 1.278 \text{ m}; \quad e_2 = -0.765 \text{ m}$$

$$M_{ty1} = 211.6 \times 1.278 = 270.4248 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ty2} = 211.6 \times -0.765 = -161.874 \text{ Ton-m}$$

EJE	Riy (Ton/m)	Xit (m)	RiyXit	RiyXit ²	EFECTO DIR "Y"			DIR "X"	DISEÑO
					Directo (Ton)	Torsion (Ton)	Total Vy(Ton)	Torsion Vx(Ton)	Vy+0.3Vx (Ton)
A	5028.1	4.99	25090.219	125200.193	100.13	8.869	108.995	16.261	113.873
B	785.5	0.749	588.3395	440.666286	15.64	0.124	15.766	0.3806	15.880
C	4812.5	-4.701	-22623.563	106353.367	95.83	4.778	100.610	14.636	105.001
Suma	10626.1			231994.226					

De manera similar y con ayuda de programas de computadora, fueron determinadas las fuerzas de diseño para cada marco y para cada nivel, las cuales se resumen a continuación:

DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE POR MARCO EN LA DIRECCIÓN "X" (E - W)

NIVEL	MARCO "1"		MARCO "2"		MARCO "3"	
	CORTANTE Vx(Ton)	FZA DISEÑO Fx (Ton)	CORTANTE Vx(Ton)	FZA DISEÑO Fx (Ton)	CORTANTE Vx(Ton)	FZA DISEÑO Fx (Ton)
10						
9	30.59	30.59	7.65	7.65	6.98	6.98
8	55.17	24.58	12.78	5.13	11.61	4.63
7	78.06	22.89	16.9	4.12	15.15	3.54
6	98.71	20.65	20.64	3.74	18.28	3.13
5	117.33	18.62	23.72	3.08	20.83	2.55
4	133.17	15.84	26.59	2.87	23.5	2.67
3	147.51	14.34	27.41	0.82	23.3	-0.2
2	159.55	12.04	27.04	-0.37	22.99	-0.31
1	169.87	10.32	27.77	0.73	24.48	1.39

NIVEL	MARCO "4"		MARCO "5"		MARCO "6"	
	CORTANTE Vx(Ton)	FZA DISEÑO Fx (Ton)	CORTANTE Vx(Ton)	FZA DISEÑO Fx (Ton)	CORTANTE Vx(Ton)	FZA DISEÑO Fx (Ton)
10						
9	7.2	7.2	30.76	9.07	10.67	-6.14
8	11.88	4.68	52.45	21.69	21.61	10.94
7	15.03	3.15	74	20.55	32.13	10.52
6	17.68	2.65	91.95	18.95	41.65	9.52
5	19.8	2.12	107.22	15.27	50.92	9.27
4	22.51	2.71	108.25	1.03	65.46	14.54
3	21.13	-1.38	131.95	23.7	66.44	0.98
2	20.65	-0.48	133.78	1.83	76.74	10.3
1	23.51	2.86	104.04	-29.74	98.48	21.74

DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE POR MARCO EN LA DIRECCIÓN "Y" (N - S)

NIVEL	MARCO "A"		MARCO "B"		MARCO "C"	
	CORTANTE Vy(Ton)	FZA DISEÑO Fy (Ton)	CORTANTE Vy(Ton)	FZA DISEÑO Fy (Ton)	CORTANTE Vy(Ton)	FZA DISEÑO Fy (Ton)
10			15.61	15.61	22.18	22.18
9	45.46	45.46	5.54	-10.07	43.81	21.63
8	81.5	36.04	10.58	5.04	76.49	32.68
7	113.07	31.57	15.83	5.25	105.55	29.06
6	141.11	28.04	20.7	-4.87	133.51	27.96
5	164.58	23.47	25.84	5.14	156.02	22.51
4	182.76	18.18	31.23	5.39	174.52	18.5
3	199.34	16.58	35.49	-4.26	190.87	16.35
2	211.28	11.94	38.05	2.56	203.23	12.36
1	226.84	15.56	35.94	-2.11	215.42	12.19

De acuerdo a la distribución de cortantes se analizó cada marco y con los resultados fueron revisados los estados limite de servicio y los correspondientes estados limite de falla, que especifica la reglamentación vigente.

III.3.- RESULTADOS GENERALES.

El Reglamento de Construcciones para el Estado de México estipula que las estructuras, no deben exceder ninguna condición de servicio, ante la combinación de acciones que correspondan a condiciones normales de operación; se establece que las deformaciones, agrietamientos, vibraciones se mantengan por debajo de ciertos límites de seguridad que establece el propio Reglamento para que no afecten el correcto funcionamiento de la construcción. En el edificio fueron revisados los estados límite de servicio correspondientes a los desplazamientos horizontales, calculados a partir de las cargas laterales de la acción sísmica.

De conformidad con los límites establecidos por la reglamentación correspondiente al diseño por sismo, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, no deben exceder a 0.006 veces la diferencia de elevaciones revisadas, cuando los elementos incapaces de soportar deformaciones importantes (muros p.ej) no estén separados de la estructura principal y por lo cual sufrir daños por las deformaciones de ésta.

REVISION DE DESPLAZAMIENTOS

DIRECCION "X"					DIRECCION "Y"			
NIVEL	DESPLAZ. CALCULADO	REF. * Q (cm)	DESPLAZ. PERM.(cm)	OBSERV	DESPLAZ. CALCULADO	REF. * Q (cm)	DESPLAZ. PERM.(cm)	OBSERV
10	3078	1124	312	NO	2233	515	312	NO
9	2516	344	308	NO	1975	23	308	BIEN
8	2319	45	314	NO	186	312	314	BIEN
7	2093	525	315	NO	1705	398	315	NO
6	1831	563	319	NO	1505	435	319	NO
5	1549	592	311	NO	1288	488	311	NO
4	1253	631	312	NO	1041	505	312	NO
3	938	595	308	NO	791	531	308	NO
2	641	608	302	NO	525	500	302	NO
1	337	674	271	NO	272	541	271	NO

Como se observa los desplazamientos calculados para la dirección de análisis "X" (E-W), sobrepasan un 100% en promedio a los desplazamientos permisibles y en un 75% para la dirección perpendicular (N-S); por lo que se concluye que la estructura no cumple con los requisitos establecidos para las condiciones de servicio ante las cargas de diseño que actúan en el edificio por los efectos sísmicos.

Además fueron revisados los estados límite de falla que cuidan que no se alcance la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes. Con el análisis estructural, fueron obtenidos los elementos mecánicos más desfavorables en cada uno de los miembros estructurales que conforman el inmueble y se verificó que la capacidad de resistencia de la estructura o de cualesquiera de sus componentes no fuera menor que las solicitaciones de carga impuestas, tanto verticales como su combinación con sismo. A continuación se presenta la descripción de los resultados de la revisión de la estructura:

En primer lugar se revisaron las columnas, las secciones existentes son adecuadas para la condición de carga vertical,

sin embargo, para las condiciones de carga vertical más severa, la capacidad de resistencia de las columnas es insuficiente ante el efecto de flexocompresión biaxial.

Ante la falta de un Reglamento del tipo prescriptivo, el municipio de Toluca menciona que para el diseño y construcción de estructuras de acero, sean empleadas las recomendaciones del Manual de Construcciones en Acero (Refs. 12 y 13), en las que se consignan los parámetros de diseño para elementos sujetos a flexocompresión. Estas especifican que los miembros de la estructura sean diseñados de tal manera que los esfuerzos actuantes no excedan los permisibles que para cada condición de carga se especifican en las mencionadas Normas. Para la revisión de las columnas fueron calculados los esfuerzos ante carga vertical y los originados por su combinación con la acción sísmica, por lo que, los miembros estructurales se encuentran sometidos simultáneamente a esfuerzos de compresión axial y a esfuerzos de flexión. Para el caso de elementos sometidos a flexocompresión biaxial, las normas mencionadas basan su revisión en una fórmula general de interacción, que suma las relaciones de esfuerzos a compresión axial entre compresión admisible ($f_a > 0.15F_a$), más compresión por flexión de primero y segundo orden, entre compresión permisible por flexión respecto a cada uno de los ejes principales de la sección transversal no exceda la unidad (ver Ref. 15):

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mz} f_{bx}}{(1 - \frac{f_a}{F_a}) F'_{bx}} + \frac{C_{mz} f_{by}}{(1 - \frac{f_a}{F_a}) F'_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{ec. 1})$$

donde:

- fa: esfuerzo actuante a compresión pura, en kg/cm².
- fb: esfuerzo de compresión por flexión calculado en el punto considerado, en kg/cm².

Fa, Fb: esfuerzos permisibles de compresión pura y compresión por flexión valuados como si actuara solo uno de ellos.

Cm: Coeficiente de reducción (adimensional).

F'e: Esfuerzo de Euler reducido.

En general las columnas de los primeros niveles no cumplen con los requisitos de resistencia indicados por el reglamento vigente, como se observa en el siguiente resumen de columnas revisadas:

REVISIÓN DE COLUMNAS DE ACERO

(Estado Actual)

C O L U M N A			NIVEL	Esfuerzo	OBSERV
No.	EJE DIR.X	EJE DIR.Y		(ec . 1)	
1	1	C	1	1.25	> 1.0
2	2	C	1	1.18	> 1.0
3	5	C	1	1.32	> 1.0
4	6	B	1	1.64	> 1.0
5	4	C	2	0.69	BIEN
6	1	A	4	1.31	> 1.0
7	5	C	2	1.06	> 1.0
8	6	C	4	1.36	> 1.0
9	1	A	5	1.09	> 1.0
10	3	C	5	0.98	BIEN
11	4	C	6	0.86	BIEN
12	5	B	6	0.95	BIEN
13	6	C	6	0.74	BIEN
14	2	A	7	0.54	BIEN
15	4	A	7	0.42	BIEN

Además se revisaron las trabes principales, secundarias y de borde de los niveles tipo, con los elementos mecánicos de diseño basados en las combinaciones de cargas muertas, vivas y las originadas por el efecto sísmico. Los esfuerzos producidos

por el cortante y el momento flexionante fueron comparados con los esfuerzos permisibles que la sección es capaz de soportar en función de la geometría y condiciones de apoyo de las vigas en estudio. Para ello fueron empleadas las siguientes expresiones que definen el comportamiento de estos elementos:

$$\text{Para flexión: } f_t = \frac{M \cdot y}{I} < F_t$$

$$\text{Para Cortante } f_v = \frac{V}{A_w} < F_v$$

donde:

M : Momento de flexión, en el punto considerado.

y : Distancia del eje neutro de la sección de la viga al punto donde se desea conocer el esfuerzo.

I : Momento de Inercia de la sección transversal.

A_w : Area del alma de la sección transversal.

V : Fuerza cortante crítica, tomada del diagrama de cortante.

Considerando las propiedades de las secciones transversales de las trabes existentes, se determinó que estas son adecuadas para las condiciones de carga vertical, pero, para las cargas verticales mas accidentales (sismo) presentan serios problemas al ver rebasada su capacidad de resistencia ante estas combinaciones, como se puede apreciar en el siguiente resumen de trabes estudiadas:

REVISIÓN DE TRABES DE ACERO

(Estado Actual)

No	EJE	ENTRE-EJES	NIVEL	f_b	f_b / F_b	f_v	f_v / F_v	OBSERV
				(kg /cm ²)	< 1 0	(kg /cm ²)	< 1 0	
1	1	A - C	2	2810 0	1.39	642 1	0 470	&
2	5	A - C	5	2213 6	1.09	480 6	0 350	&
3	3	A - C	3	2630 9	1 30	505 0	0 750	&
4	3	A - C	6	2581 8	1 27	402 3	0 290	&
5	5	A - B	2	2711 4	1 34	688 5	0 510	&
6	5	B - C	4	3228 0	1 60	715 4	0 530	&
7	6	A - B	2	1815 1	0 89	652 9	0 480	BIEN
8	2	A - B	1	3898.2	1.93	622.0	0.460	&
9	4	A - B	6	3430.7	1 70	501 2	0 370	&
10	6	B - C	6	1553.0	0 76	356 8	0 260	BIEN
11	A	2 y 3	1	1873 3	0 92	655 0	0 480	BIEN
12	A	4 y 5	4	1740.4	0 86	557 9	0 410	BIEN
13	B	5 y 6	3	1806 1	0 89	396 8	0 290	BIEN
14	C	1 y 2	2	1853.7	0 92	656 2	0 480	BIEN
15	C	3 y 4	5	2015 7	0 99	610 0	0 450	BIEN

& : Falla por Flexión

* : Falla por Cortante

Por último se revisó la resistencia de los muros de mampostería, como se mencionó en la descripción del edificio, los muros existentes forman parte integral de la estructura del inmueble al estar ligados con los marcos de acero.

En la revisión de los muros de mampostería fue necesario conocer la capacidad de los mismos para absorber la energía introducida por el sismo y amortiguar el movimiento inducido, esta capacidad fue evaluada mediante el cálculo del esfuerzo cortante en la mampostería, al ser la falla más común que se presenta durante la ocurrencia de un sismo, en función de las propiedades de resistencia existentes y de acuerdo a las expresiones indicadas en el reglamento en vigor, donde la fuerza cortante resistente de diseño se determinó como:

$$VR = FR (0.85 v' AT)$$

donde v' : es el esfuerzo cortante medio de diseño
 $v' = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ (Bloque de concreto hueco)
 FR : 0.7 para muros confinados
 AT : área de la sección transversal del muro.

A continuación se presenta un resumen de los muros revisados que compara las acciones de diseño con la capacidad de resistencia máxima que es capaz de absorber la mampostería existente:

REVISIÓN DE MUROS DE MAMPOSTERÍA
(Estado Actual)

No.	EJE	ENTRE-EJES	NIVEL	V_u (Ton)	V_R (Ton)	V_u / V_R	OBSERV
1	1	A - C	1	141.08	30.3	4.65	& #
2	1	A - C	3	112.66	30.3	3.71	& #
3	1	A - C	6	79.27	30.3	2.61	& #
4	5	A - B	2	68.90	13.27	5.19	& #
5	5	B - C	5	38.86	17.02	2.28	& #
6	6	B - C	4	32.49	17.02	1.9	&
7	A	1 y 2	2	31.00	13.27	2.33	& #
8	A	4 y 5	5	28.66	13.27	2.15	&
9	C	2 y 3	2	35.08	13.27	2.64	& #
10	C	3 y 4	4	34.02	13.27	2.56	& #
11	C	1 y 2	7	19.42	13.27	1.46	&

& : Falla por Cortante.

: Falla por Carga Axial.

III.4.- REVISION DE LA CIMENTACION.

De acuerdo al estudio de Mecánica de Suelos, a la zonificación geotécnica de la Cd. de Toluca, y a las cargas transmitidas a la cimentación obtenidas a través del análisis estructural, se revisó la subestructura del edificio.

Desde el punto de vista geotécnico y de acuerdo a las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F. 1993, para Diseño y Construcción de Cimentaciones se revisó la seguridad de la cimentación bajo las acciones de diseño, revisando tanto los estados límite de servicio como los estados límite de falla.

Los criterios empleados para la revisión de la cimentación consistieron en determinar la excentricidad de cargas estáticas del edificio, para identificar la concentración de esfuerzos en la masa de suelo y revisar su capacidad de carga, esta última se efectúa al transmitir al suelo una sobrecarga neta como sucede en las cimentaciones parcialmente compensadas y la capacidad de carga en el suelo también nos sirve para el diseño de la cimentación ante condiciones sísmicas.

Considerando el tipo de cimentación existente se procedió a revisar las condiciones de trabajo a que se encuentra sometida, es decir, fue comparada la presión total en forma permanente por la estructura W , con el esfuerzo total inicial al nivel de desplante P_d .

Cimentación parcialmente compensada:	$W > P_d$
Cimentación compensada:	$W = P_d$
Cimentación sobrecompensada:	$W < P_d$

La descarga al terreno provocada por el peso del edificio es:

- *Carga permanente más acciones variables con intensidad media (W) :*

$$W = 2416.71 + P_o P_o \text{ cimentación} = 2811.13 \text{ Ton.}$$

$$\text{Area de la cimentación} \quad A = 197.21 \text{ m}^2$$

(ver Fig. 3.10)

(Nota : La carga permanente W_i no incluye el peso del agua asociado a la eventual inundación de cajón de cimentación como lo indican las Normas correspondientes, ya que el nivel freático se encuentra por debajo del nivel de desplante, además de que el edificio cuenta con un sistema de bombeo para garantizar que el cajón se mantenga estanco durante la vida útil de la estructura).

- *Presión Total Transmitida:*

$$W = W_i/A = 2811.13/197.21 = 14.25 \text{ Ton/m}^2$$

- *Esfuerzo Total Inicial al nivel de desplante:*

$$P_d = \gamma D_r$$

γ : peso volumétrico total representativo del suelo desde la superficie hasta D_r . ($\gamma = 1.76 \text{ Ton/m}^3$)

D_r : profundidad de desplante. ($D_r = 3.70 \text{ m}$)

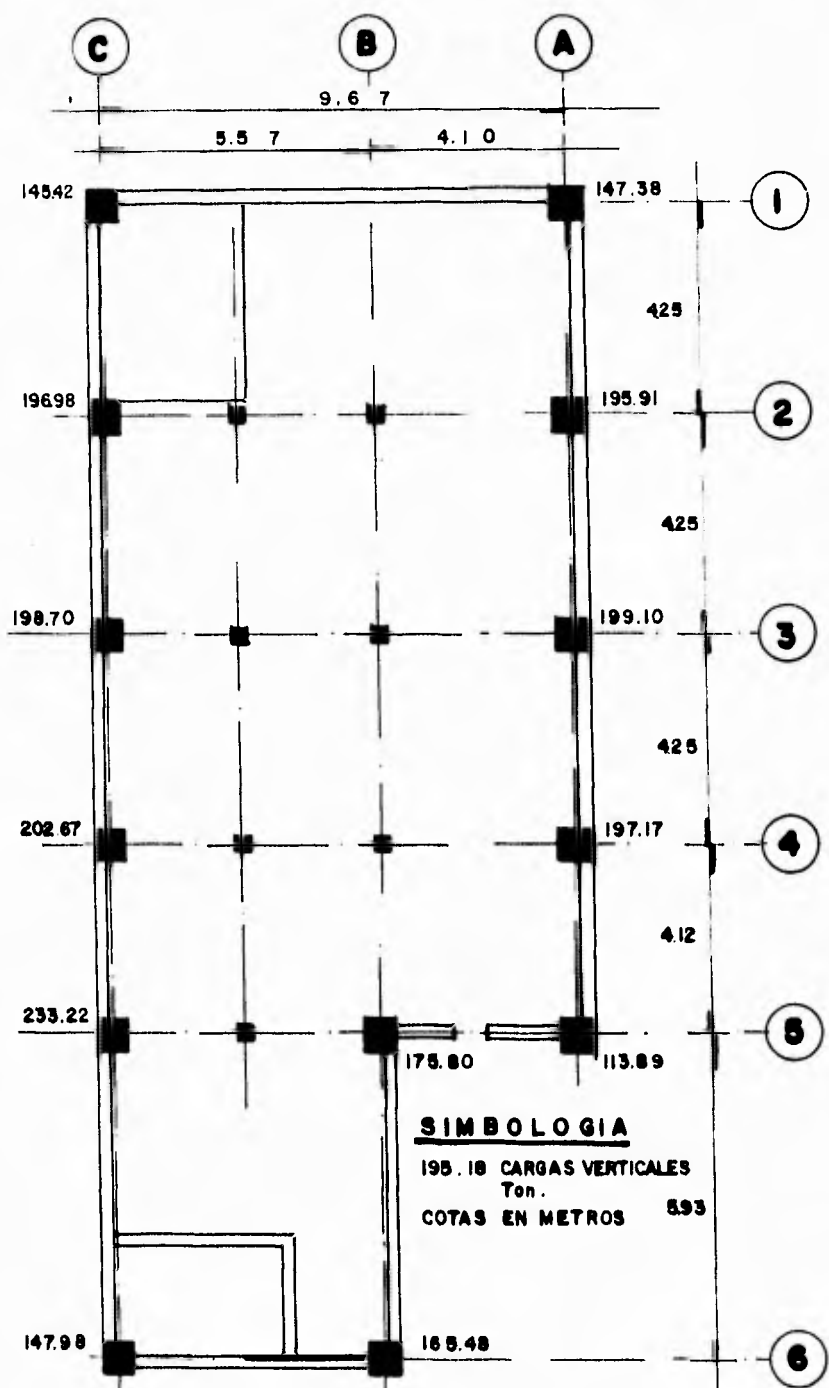


Fig. 3.10

**BAJADA DE CARGAS ESTATICAS A NIVEL P.B. CON
 CARGA VIVA CON INTENSIDAD MEDIA
ESTADO ACTUAL**

$$P_1 = 1.76 \times 3.70 = 6.512 \text{ Ton/m}^2$$

Como $W > P_1$ \therefore Es una Cimentación Parcialmente Compensada

Revisando las condiciones de presión en la masa del suelo bajo condiciones estáticas se tiene:

a) *Presión uniforme.*

$$W = \frac{W_k}{A} = 14.25 \text{ Ton/m}^2$$

b) *Incremento de esfuerzos por excentricidad*

En el diseño de cimentaciones se recomienda que la resultante de las cargas que transmita la estructura coincida con el centroide del área de cimentación, con una excentricidad máxima del orden del 1% de la longitud del cajón de la cimentación en la dirección considerada; en caso contrario, se considerará una sobrecarga adicional por el efecto del momento estático:

Concentración de esfuerzos en la orilla de la cimentación:

$$\Delta w_e = \frac{M \cdot X}{I} \quad ; \quad M_e = W_k \cdot e$$

donde:

M : Momento estático.

I : Momento de inercia del cajón en la dirección donde exista excentricidad de cargas.

- x : Distancia del centroide del área de la cimentación.
- W : Resultante de las cargas permanentes de la estructura.
- e : Excentricidad de la resultante W respecto al centroide del área de la cimentación.

Cálculo de la excentricidad de cargas:

$$e_x = 4.38 - 4.5 = 0.12\text{m (1.2\%)}$$

$$e_y = 11.195 - 10.38 = 0.815\text{m (3.55\%)}$$

Momentos estáticos:

$$M_{e_x} = 2811.13 \times 0.12 = 337.33 \text{ T-m}$$

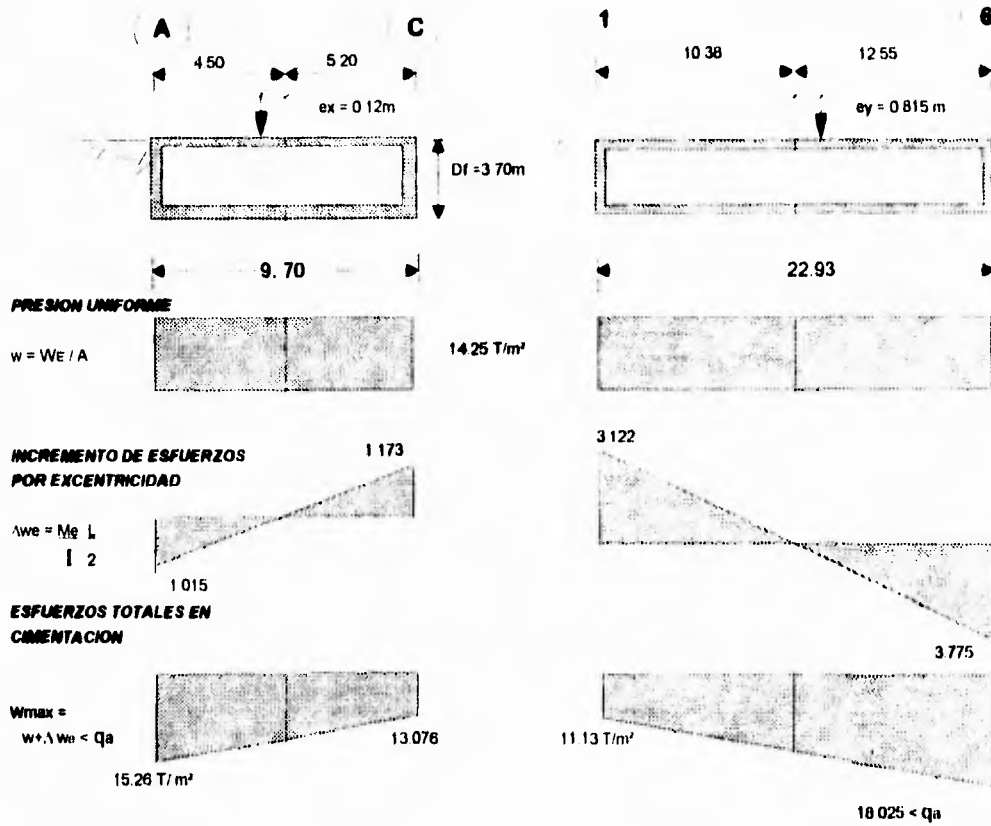
$$M_{e_y} = 2811.13 \times 0.815 = 2291.07 \text{ T-m}$$

Presión neta: La presión neta máxima transmitida localmente por la estructura W_n resulta:

$$W_n = W + \Delta W_n - P_f$$

$$= 14.25 + 3.775 - 6.512 = 11.513 \text{ T/m}^2$$

INCREMENTO DE ESFUERZOS POR EXCENTRICIDAD EN LAS CARGAS



$$\Delta W_{ex} = \frac{M_e}{I_x} = \frac{337.33 \times 4.50}{1494.9} = 1.015 \text{ T/m}^2$$

$$= \frac{337.33 \times 5.2}{1494.9} = 1.173 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta W_{ey} = \frac{M_e}{I_y} = \frac{2291.07 \times 10.38}{7617.18} = 3.12 \text{ T/m}^2$$

$$= \frac{2291.07 \times 12.55}{7617.18} = 3.775 \text{ T/m}^2$$

donde $M_e = W_e \times e$

A) Condiciones Estáticas.

Bajo condiciones estáticas se verifica que la capacidad de carga en cimentaciones parcialmente compensadas, la presión neta transmitida W sea menor que la capacidad de carga admisible en el suelo q_a : $W \leq q_a$

donde q_a se obtiene dividiendo la capacidad última q_u entre un factor de dimensionamiento mínimo de 4

Evaluando la capacidad de carga del suelo, empleando el criterio de Zeevaert y los factores de capacidad de carga para falla local en cimentaciones se tiene:

$$q_u = (cN_c + \sigma N_q)(C_r + 0.1) = (2.8 \times 25 + 6.512 \times 15)(0.75 + 0.1) \\ = 142.52 \text{ T/m}^2$$

$$c = 0.29 \text{ kg/cm}^2, \quad N_c = 25 \text{ (Fig. VII-8, Ref. 14)} \\ \phi = 41^\circ, \quad N_q = 15 \\ C_r = 0.75, \quad F.S. = 4$$

$$q_a = 142.52/4 = 35.63 \text{ T/m}^2$$

$$W_n = 11.513 \text{ T/m}^2 < q_a = 35.63 \text{ T/m}^2$$

cumple para condiciones estáticas.

Además para condiciones estáticas, debe revisarse que los asentamientos y otros movimientos a largo plazo generados por acciones permanentes más acciones variables con intensidad media sean menores a los preestablecidos por la reglamentación vigente. Debido a las características de los materiales granulares donde se encuentra desplantada la estructura, se determinó que los depósitos existentes del subsuelo presentan

muy baja compresibilidad, donde los asentamientos máximos calculados a largo plazo son menores a 5 cm, que son menores a los límites indicados en el Reglamento.

B) Condiciones Sísmicas.

Para el diseño se consideró la carga estática combinada con el sismo actuando con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y de un 30% del máximo en la otra dirección, sin factores de carga, y revisando que no se presenten tensiones ya que las cimentaciones con cajón son incapaces de soportar esos efectos.

Esfuerzos inducidos por sismos. El incremento de esfuerzos debido a la condición sísmica Δq_x se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta q_x = Mv \left[x_i/I_y + 0.3(y_i/I_x) \right]$$

donde :

- Mv : Momento de volteo, incluyendo el momento de volteo correspondiente a condiciones estáticas, para el caso de excentricidad de cargas.
- I_x, I_y : Momentos de inercia del cajón en las direcciones larga y corta, respectivamente.
- x_i, y_i : Distancia a la esquina en revisión, medida respecto al centroide de la cimentación, en las direcciones corta y larga respectivamente.

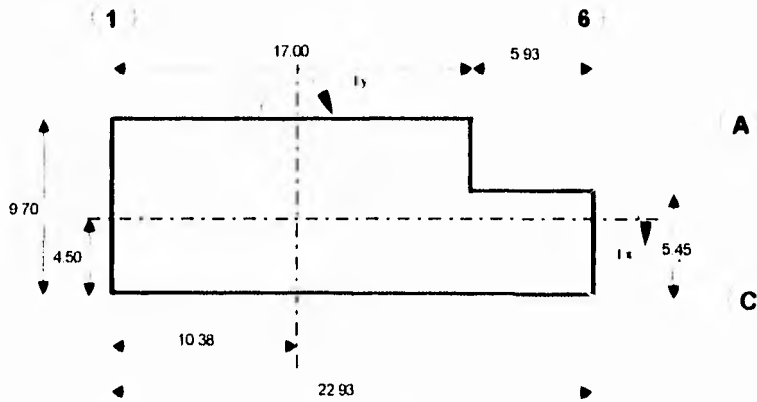
Cálculo del incremento de esfuerzos bajo condición sísmica:

$$\begin{aligned} \Delta q_x &= Mv_x \left[y_i/I_x + 0.3(x_i/I_y) \right] \\ &= 12132.72 \left[(5.20/1494.9 + 0.3(12.95/7617.18)) \right] = 48.20 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta q_y = Mv_x \left[\frac{x}{I} + 0.3 \left(\frac{y}{I} \right) \right]$$

$$= 15484.79 \left[\frac{12.55}{1617.15} + 0.3 \left(\frac{5.2}{1494.9} \right) \right] = 41.67 \text{ T/m}^2$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS DE INERCIA EN LA CIMENTACIÓN

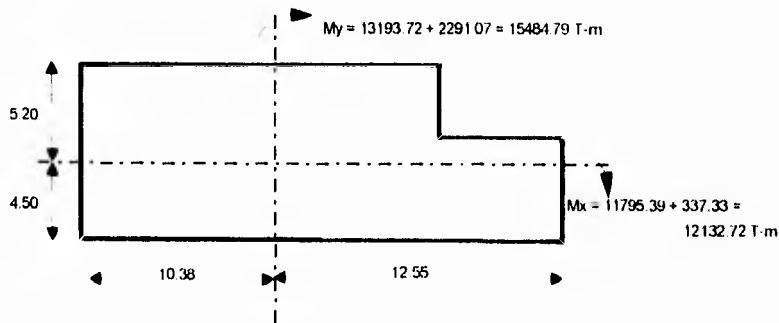


$$I_y = 10 \left(A d^2 \right) = \frac{9.70 \times 17^3}{12} + \frac{164.9 \times 18.8^3}{12} + \frac{5.93^3 \times 5.45}{12} + \frac{32.32 \times 9.58^3}{12}$$

$$= 3971.34 + 582.82 + 94.71 + 2969.31 = 7617.18 \text{ m}^4$$

$$I_x = 10 \left(A d^2 \right) = \frac{17 \times 9.70^3}{12} + \frac{164.9 \times 0.35^3}{12} + \frac{5.93 \times 5.45^3}{12} + \frac{32.32 \times 1.775^3}{12}$$

$$= 1292.95 + 20.20 + 80 + 101.83 = 1494.9 \text{ m}^4$$



Momentos de Inercia, incluyendo el correspondiente por cada zona escalón

Esfuerzo limite en la orilla. La estabilidad en condición sísmica se efectúa revisando que el esfuerzo en la esquina sometida a la compresión máxima sea menor que el esfuerzo límite q_1 calculado con la siguiente expresión:

$$w_n + \Delta q_s \leq q_1$$

$$q_1 = 2c_u \sqrt{N_{\phi_1}} + K_0 N_{\phi_1} \sigma_{v1}$$

$$c_u = (3/4) c_1 \quad \gamma \quad N_{\phi_1} = \tan^2 (45 + \phi_1/2)$$

donde:

- w_n : Presión neta no compensada.
- Δq_s : Incremento de esfuerzo por sismo.
- c_u, ϕ_1 : Parámetros de resistencia en ensaye triaxial consolidado no drenado (TX-CU).
- K_0 : Coeficiente de empuje de tierra en reposo.
- σ_{v1} : Esfuerzo efectivo al nivel de desplante.

Los parámetros c_1 y ϕ_1 se obtienen consolidando la muestra al nivel de esfuerzos que transmitirá la estructura una vez construida, ensayando una muestra del suelo por debajo de la costra superficial en su caso, por lo que se tiene:

$$w_n = 11.53 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta q_s = 48.20 \text{ T/m}^2 ; \Delta q_s' = 41.67 \text{ T/m}^2$$

$$c_1 = 0.29 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2.9 Ton/m}^2\text{)}$$

$$\phi_1 = 41^\circ$$

$$K_0 = 0.4 \text{ (arenas compactas)}$$

$$N_{\phi} = \tan^2(45 + \phi/2) = \tan^2(45 + 39^\circ/2) = 4.39$$

$$q = 2 C_0 \sqrt{N_{\phi}} + K_0 N_{\phi} \sigma_v = 2 \times 2.1 \sqrt{4.82} + 0.4 \times 4.39 \times 6.512 = 21.80 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_v = \gamma h = 1.76 \times 3.7 = 6.512 \text{ T/m}^2$$

$$w_e + \Delta q_s < q_1$$

$$11.513 + 46.86 = 58.373 \text{ T/m}^2 \quad \nmid \quad q_1 = 20.23 \text{ T/m}^2$$

no cumple.

Tensiones inducidas por sismo. Deberá verificarse que en la esquina con mayor descarga no se presenten tensiones, es decir, que el incremento sísmico sea menor que la presión total estática:

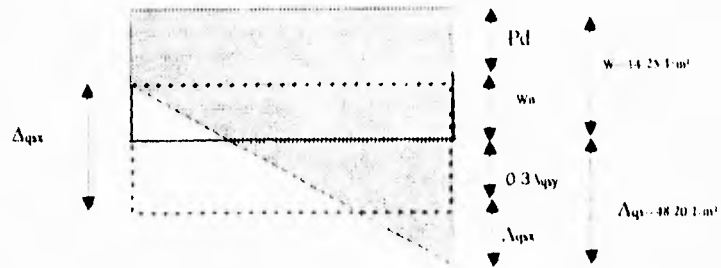
$$\Delta q_s \leq w - \Delta w_e$$

$$42.51 \text{ T/m}^2 > 14.25 - 1.173 = 13.07 \text{ T/m}^2$$

donde Δw_e , es el decremento de esfuerzos por excentricidad de cargas estáticas.

Como se observa, los esfuerzos que se presentan en la cimentación del edificio, bajo la combinación de la carga vertical más sismo, es superior a la capacidad de resistencia del terreno, produciéndose tensiones en el cajón de cimentación el cual es incapaz de tomar tales efectos.

a) *Esfuerzo de Orilla con compresión máxima*

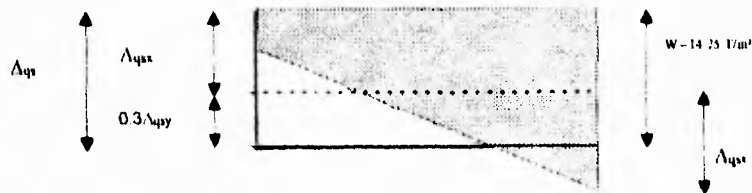


Condición de Estabilidad

$$wn + \Delta qs < q_i$$

$$11.51 + 48.2 = 59.71 \text{ T/m}^2 < 21.8 \text{ T/m}^2$$

b) *Esfuerzo de Orilla con descarga máxima*



Para Evitar Tensiones

$$\Delta qs < w - \Delta we$$

$$42.51 \text{ T/m}^2 > (14.25 - 1.7) \text{ T/m}^2$$

III.5.- ANALISIS COMPARATIVO DE LA EVOLUCION DE LAS NORMAS DE DISEÑO POR SISMO.

Se dice que un Reglamento, en este caso el de Construcciones, representa el estado de conocimientos que se tienen de la materia en un determinado tiempo. Por lo anterior al existir nuevos conocimientos, obtenidos a través de la investigación y de la observación de los fenómenos que ocurren dentro de nuestro entorno, se presentan cambios en la aplicación de criterios de diseño y análisis, renovando de esa manera a los existentes y aportando nuevos conocimientos. Por esos motivos la reglamentación para el diseño por sismo en nuestro país, ha presentado cambios importantes desde que tuvo su aparición el Reglamento de Construcciones para el D.F. en los años de 1920.

Los cambios que se han presentado en el reglamento de diseño por sismo, han sido de gran trascendencia en el diseño de edificios nuevos y más aún en la revisión de las edificaciones existentes.

A consecuencia de los sismos de 1985, donde resultaron severamente dañadas un número importante de edificaciones, fue renovado el Reglamento de Construcciones para el D.F. de 1976; dentro de las modificaciones más importantes que realizaron se encuentra un incremento de las cargas vivas, la reducción de factores de resistencia, así como los factores de comportamiento sísmico, se cambiaron los espectros de diseño, y hubo cambios en los requerimientos que toman en cuenta la calidad de los materiales.

Con el fin de observar la influencia que tienen estos cambios en las estructuras existentes y en particular del edificio en

estudio, se ha elaborado un análisis comparativo de las fuerzas de diseño por sismo, que se usarían en diferentes épocas de acuerdo a la reglamentación vigente en ese tiempo, ya que nuestra estructura tiene una edad aproximada de 25 años de haberse construido, y es conveniente tener una idea de la importancia de los cambios de criterios y parámetros de diseño estructural que se han venido desarrollando.

La valuación de fuerzas sísmicas en los diferentes niveles de una estructura se ha supuesto como un conjunto de fuerzas horizontales que actúan sobre cada uno de los puntos donde se suponen concentradas las masas. La fuerza actuante donde se concentra una masa es igual al peso de la misma, multiplicada por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión sobre el nivel de desplante. El coeficiente al que se hace mención corresponde al coeficiente sísmico (relación de la aceleración del temblor a la aceleración de la gravedad) que es definido por el Reglamento de Construcciones de la región geográfica de que se trate y es el que mayor número de veces se ha modificado en las normas para diseño por sismo de estructuras urbanas.

La acción de un sismo sobre las edificaciones ha sido estudiada con mayor interés y exactitud en las últimas 4 décadas, ya que antes de los años 40's, sólo se diseñaban estructuras de pocos niveles y el riesgo sísmico por las pequeñas alturas de los edificios coloniales era menor.

De acuerdo a los criterios existentes, con respecto al diseño por sismo, se consideraban en la reglamentación existente (1942), utilizar un coeficiente sísmico de 0.025 para edificios públicos de cualquier altura, esto es; se consideraba la aceleración independientemente de la altura del edificio y para

cualquier zona de la ciudad o terreno. Para construcciones de habitabilidad y seguridad de las poblaciones como depósitos de agua potable, plantas de energía, estaciones de bomberos, etc., se especificaba utilizar un coeficiente sísmico entre 0.05 y 0.1 dependiendo de la importancia de la construcción; además el reglamento restringía la altura de las construcciones a un máximo de 35 m. de altura y eximía a las construcciones de menos de 5 niveles de un diseño sísmico.

Con los cambios realizados en el reglamento de 1966 que fueron realizados a consecuencia del sismo de 1957, ya se tomaban en cuenta las características del suelo en donde sería desplantada alguna edificación así como las características del tipo de estructuración las cuales las subdividía de la siguiente manera:

TIPO	CARACTERÍSTICA ESTRUCTURAL	TIPO DE SUELO	
		Alta Compresibilidad	Baja Compresibilidad
1	- Deformación por flexión (marcos)	0.06	0.04
2	- Deformación por cortante y carga axial (muros)	0.08	0.08
3	- Tanques elevados y Chimeneas	0.15	0.10

Así mismo recomendaba incrementar los coeficientes sísmicos para aquellas estructuras que eran más importantes; para estructuras clasificadas como del grupo "A", recomendaba amplificar en 30% el valor del coeficiente sísmico.

Con las experiencias del sismo de 1957 y de los conocimientos que se iban desarrollando, se empezó a tomar en cuenta en el

Reglamento (no en la práctica), la influencia que tienen las edificaciones ante alguna sollicitación dinámica lo cual ha sido comprobada en las experiencias recientes (1965). Como se puede observar el mínimo coeficiente sísmico en el reglamento de 1966 era de 0.04 el cual es mucho mayor que 0.025 que se utilizaba en 1942.

La edificación en estudio fue construida en 1970, por lo que que quizá fue diseñada con el Reglamento de Construcciones de 1966, como se mencionó no existía una reglamentación particular para cada Estado por lo que se cree la estructura original fue diseñada con esas normas.

Considerando las recomendaciones del Reglamento de 1966 se estimó el cortante en la base para el diseño por sismo que le correspondería al edificio, de acuerdo a los siguientes parámetros:

SUELO:	Baja Compresibilidad $c = 0.04$
ESTRUCTURA:	Tipo I: Deformación por flexión de marcos.
TIPO DE ESTRUCTURA:	A
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN:	1.3
COEFICIENTE SÍSMICO:	$0.04 \times 1.3 = 0.052$
CORTANTE EN LA BASE:	$c \times \Sigma W = 0.052 \times 2720 = 141.4 \text{ Ton}$

Como se puede observar el cortante basal corresponde al 5.2% del peso total de la estructura el cual no presenta diferencia con respecto al empleado en 1942, donde el coeficiente sísmico es similar, sólo que en el anterior reglamento el coeficiente sísmico era establecido a criterio del proyectista.

Para 1976, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal fue modificado en la forma y contenido de sus normas. Se adicionaron una serie de normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras y las normas de diseño sísmico tuvieron modificaciones importantes con respecto a la versión anterior.

Dentro de las principales modificaciones a la reglamentación de 1966 se encuentra el incremento de los coeficientes sísmicos de acuerdo a una nueva zonificación, pero se reconoció por primera vez, de manera explícita, la ductilidad que pueden desarrollar las estructuras, estipulándose factores de reducción por ductilidad que variaban entre 1 y 6 para el cálculo de las fuerzas sísmicas empleando los nuevos coeficientes sísmicos, los cuales se resumen a continuación:

Zona	C	a_0	$T_{1,0.05}$	$T_{2,0.05}$	r
I (terreno firme)	0.16	0.030	0.3	0.8	1/2
II (terreno de transición)	0.20	0.045	0.5	2.0	2/3
III (terreno compresible)	0.24	0.060	0.8	3.3	1

Para construcciones clasificadas como del grupo A los valores de C deberán multiplicarse por 1.3. Lo mismo aplicable para los valores de a_0 .

El concepto de ductilidad dependía del material empleado, siendo mayor para estructuras de acero que para las de mampostería u otros materiales frágiles, del tipo de estructuración y de los cuidados al detallar la estructura, reduciéndose hasta 6 veces los coeficientes sísmicos elásticos en estructuras pórticas de acero o concreto reforzado sujetas a

una serie de requisitos especiales. Con lo anterior los coeficientes sísmicos reducidos por ductilidad quedaban prácticamente iguales a los del reglamento de 1966. Con la nueva reglamentación se reconocía que la ductilidad permitía reducir las fuerzas de diseño, donde los sistemas estructurales eran capaces de soportar deformaciones importantes bajo cargas constantes, sin que se alcanzaran niveles excesivos de daño, es decir, las estructuras trabajando dentro de un comportamiento inelástico disminuyendo las fuerzas y aceleraciones que actuarían sobre ellas y por consiguiente se obtendrían construcciones más económicas, pero seguramente con mayores daños.

Con el Reglamento de 1976, el cortante basal de la estructura en estudio sería el siguiente:

SUELO:	zona II (terreno de transición)
COEFICIENTE SÍSMICO	$C = 0.20$
ESTRUCTURA:	Marcos de acero.
FACTOR DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD	$Q = 4$
TIPO DE ESTRUCTURA:	Grupo "A"
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN:	1.3
COEFICIENTE SÍSMICO REDUCIDO POR DUCTILIDAD:	$(0.20 \cdot 1.3) / 4 = 0.065$
CORTANTE EN LA BASE:	$c \times \Sigma W = 0.065 \times 2720 = 176.80 \text{ Ton}$

En este caso el cortante en la base del edificio representa el 6.5% del peso total del edificio, el cual sigue siendo similar a las dos reglamentaciones anteriores, sin embargo en el Reglamento de 1976 existe un cambio importante en la manera de revisar los desplazamientos que se presentan en la estructura bajo el sismo de diseño, ya que al reconocer que la ductilidad permitía reducir las fuerzas de diseño, comportándose

inelásticamente, se vio que no era posible mantener el cálculo de los desplazamientos con el criterio de 1966, el cual limitaba los desplazamientos de dos niveles consecutivos a valores permisibles de 0.002 veces la altura entre esos niveles; pues al salir la estructura del comportamiento elástico, los desplazamientos se incrementarían considerablemente, por lo que se especificó que los desplazamientos calculados con las fuerzas reducidas debían multiplicarse por el factor de reducción por ductilidad que se había empleado. Los desplazamientos permisibles relativos se limitaron a valores de 0.008 de la diferencia de elevaciones cuando había elementos no estructurales que se pudieran dañar y de 0.016 cuando se tomaban precauciones para evitar ese daño.

A consecuencia de los sismos de septiembre de 1985, se emitieron modificaciones de emergencia en las normas de diseño por sismo y que debían emplearse en los proyectos de reparación de todas aquellas construcciones dañadas por estos sismos. Posteriormente fueron emitidos los Reglamentos de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 y 1993, y fueron creados Comites de Apoyo sobre Desarrollo Urbano y Seguridad Estructural en diversos Estados, con el fin de emitir normas propias de cada región geográfica del país con características sísmicas especiales, como por ejemplo Guerrero, Jalisco, y Estado de México.

Dentro de las modificaciones más importantes que se realizaron se encuentran un incremento de los coeficientes sísmicos, reducción de los desplazamientos laterales permisibles reduciéndolos a $0.006 h$ en vez de $0.008 h$, siendo h la altura de entrepiso, y de $0.012 h$ en vez de $0.016 h$ si no existe posibilidad de dañar elementos no estructurales. Estas condiciones son las mismas que se establecen en los reglamentos del Distrito

Federal y del Estado de México, a diferencia que en el primero el incremento de los coeficientes sísmicos para construcciones del grupo "A" deben multiplicarse por 1.5. A continuación se presentan los valores de los espectros de diseño sísmico aplicables a las construcciones contenidas en la Región (A) del Estado de México:

ZONA SISMICA	TIPO DE SUELO	C	a_s	T_1	T_2	r
A	I	0.16	0.04	0.2	0.6	1/2
	II	0.32	0.08	0.3	1.5	2/3
	III	0.40	0.10	0.6	3.9	1

Estos coeficientes se multiplicaran por 1.3 para las construcciones del grupo "A" (Ref. 1)

También hubo cambios en los factores de reducción por ductilidad, los cuales ahora se los denomina como factores de comportamiento sísmico, ya que se sobreestimó la capacidad de los elementos individuales de una estructura para deformarse en forma permanente sin sufrir una pérdida importante de resistencia al no conocerse con precisión cuanta pérdida de rigidez es aceptable durante inversiones grandes de carga y cuántas inversiones de deformación de tal magnitud se deben producir sin una pérdida de resistencia. Además se estableció que todas las construcciones del grupo "A" debían revisarse y en su caso adecuarse para que cumplieran con las nuevas disposiciones del nuevo reglamento.

SUELO: zona II (terreno de transición)
 COEFICIENTE SISMICO $C = 0.32$
 ESTRUCTURA: Marcos de acero, muros de mampostería.

FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO	$Q = 2$
TIPO DE ESTRUCTURA:	Grupo "A"
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN:	1.3
COEFICIENTE SÍSMICO REDUCIDO POR DUCTILIDAD:	$(0.32+1.3)/2 = 0.208$
CORTANTE EN LA BASE:	$c \times \Sigma W = 0.208 \times 2720 = 565.76 \text{ Ton}$

En resumen se observa que los coeficientes sísmicos han sido incrementados considerablemente durante la evolución de las normas para diseño por sismo, por lo que al revisar una construcción existente, y que haya sido construida antes de 1985, es muy probable que se tengan que realizar adecuaciones y/o modificaciones en su sistema estructural con el fin de satisfacer la reglamentación vigente y de ese modo poder garantizar un mejor comportamiento ante eventos sísmicos futuros.

□

IV.- PROPUESTA DE REESTRUCTURACION.

IV.1.- GENERALIDADES.

La necesidad de reforzar y modificar la capacidad sismo-resistente de la estructura, se desprende de los resultados obtenidos en el análisis estructural del estado actual, de acuerdo a los nuevos parámetros de diseño sísmico indicados por la reglamentación vigente, además de la existencia de algunas deficiencias constructivas, observadas en el interior del inmueble. Aún cuando el edificio no presenta daños aparentes, se consideró conveniente llevar a cabo un proyecto de restauración y refuerzo de la estructura debido a la importancia del inmueble y de sus instalaciones que alberga.

Como se mencionó en los subcapítulos anteriores, el incremento de los coeficientes sísmicos, ocasiona hoy en día que las estructuras en general tengan que diseñarse con cargas mucho más severas, aumentando considerablemente el tamaño de las secciones de soporte y requiriendo elementos adicionales en su estructura como contraventeos, muros de rigidez, sistemas de amortiguamiento, etc. En nuestro caso al ser una estructura existente, la adecuación que tenga que realizarse dependerá de las nuevas condiciones de diseño sísmico y cumplir con las necesidades de espacio y funcionalidad que tiene actualmente el edificio.

En el proceso de reestructuración del edificio, se deberá lograr una disminución de los desplazamientos laterales ante la condición de sismo, reducir los esfuerzos de los elementos estructurales existentes y disminuir los efectos de torsión que se presenten en la estructura. Durante el proceso de refuerzo se

deberán plantear varias alternativas posibles de reparación, las cuales podrán incluir demoliciones parciales, y la solución definitiva será aquella que logre conciliar las limitaciones estructurales y arquitectónicas que existan de cada caso en particular.

IV.2.- CRITERIOS DE REESTRUCTURACION.

Durante el proceso de restauración del inmueble, deben considerarse las limitaciones que permitan llevar a cabo el proyecto de reestructuración o bien modificar los criterios preestablecidos para su estudio. Entre las limitaciones más importantes se pueden mencionar las siguientes:

a) Costo. En particular el costo que puede tener la reparación de un edificio o, en el caso extremo, el de una demolición y la construcción de uno nuevo, es de suma importancia para el propietario del inmueble y la decisión dependerá fundamentalmente del daño que presente el edificio.

Por ello, se debe determinar el riesgo de un probable colapso que pueda afectar las construcciones vecinas, vías de circulación o la vida de los ocupantes del inmueble. Así mismo es conveniente llevar a cabo un estudio Costo-Beneficio que muestre las ventajas, desventajas que tendrían que realizarse durante la reparación del edificio. Por ejemplo, para el tipo de construcción en estudio, se estima que el costo que tiene la reestructuración y refuerzo de la estructura con respecto a todo el inmueble, en el que se incluyen los equipos e instalaciones que alberga, sólo representa el 10% del valor total del inmueble por lo que la adecuación que tenga que realizarse, reeditará beneficios en la seguridad que brindará la estructura para

mantener el buen funcionamiento de esta durante eventos sísmicos, con una pequeña inversión.

b) Funcionalidad. Este concepto debe mantenerse presente durante el proyecto de reestructuración propuesto, ya que desde la concepción original del edificio fue requerido como una necesidad de uso, por lo que el funcionamiento del edificio deberá ser el mismo durante y después de la reestructuración.

Al ser una edificación existente, deberá estar en constante funcionamiento y los pasillos y circulaciones deberán mantenerse iguales después del proyecto de reestructuración.

c) Espacio. De la misma manera que el inciso anterior, el espacio que tiene el inmueble debe conservarse en lo posible en su estado original o mejorarlo, es decir, se deben aprovechar al máximo las áreas útiles existentes después de las modificaciones estructurales necesarias. En muchos casos el refuerzo que requieren los edificios para mejorar su comportamiento ante condiciones sísmicas, tiene que ocupar algunos espacios interiores, o bien, es necesario reducir el número de pisos del edificio. Así pues aunado al proyecto estructural se tendrán que llevar a cabo modificaciones arquitectónicas de espacio y estética de las áreas afectadas.

d) Estética. Dentro del proceso de reparación se buscará dar mejor imagen al inmueble, conjugando los elementos rigidizantes con la arquitectura del edificio. Es posible modificar la apariencia de éste, actualizando o mejorando las fachadas exteriores y

aprovechando los espacios interiores, con ello se lograr dar un mejoramiento general a la construcción sin que necesariamente los elementos rigidizantes como muros, contraventeos o elementos más anchos perjudiquen la imagen del edificio.

e) Importancia Social. Desde el punto de vista social una gran cantidad de edificaciones resultan ser primordiales para la vida cotidiana de cualquier población urbana o rural, las construcciones a las que hacemos mención se refieren a aquellas que prestan servicios a la población en general como son los servicios de salud, emergencia, abastecimiento de agua potable, comunicaciones, etc., y que por su importancia tienen un renglón especial en el diseño y mantenimiento de los mismos.

La importancia social que tiene el edificio en estudio, representa uno de las razones principales que llevaron a su revisión, ya que recordando lo sucedido en los sismos de septiembre de 1985 fueron afectados un gran número de edificaciones, donde ocurrieron fallas estructurales en construcciones que contenían líneas telefónicas y por consiguiente afectaron la comunicación de ciudades enteras. Es por ello que a raíz de estos acontecimientos se lleva a cabo una revisión de todos y cada uno de los edificios que estén clasificados como construcciones del grupo "A", aunque no presenten daños aparentes y sean sometidos a un proceso de reparación y reforzamiento para tener un mejor comportamiento estructural ante condiciones sísmicas futuras.

f) Dificultad Técnica. La reparación de cualquier edificio dependerá principalmente de las técnicas y procesos constructivos que se utilicen, las cuales permitan llevar a cabo un proyecto de

reestructuración óptimo. En ocasiones la dificultad técnica que presentan algunas edificaciones radica en los espacios tan pequeños que existen para la colocación de nuevos elementos, o bien por la falta de juntas constructivas entre los edificios vecinos no es posible ensanchar los elementos colindantes existentes como columnas, trabes, o muros de rigidez. Durante un proyecto de reestructuración es común el refuerzo de la cimentación por lo que es muy importante tomar en cuenta el reforzamiento de ésta y los procedimientos constructivos que la acompañaran, ya que los costos de operación para este concepto suelen ser bastante elevados.

Por otra parte, dentro de los criterios de diseño se menciona que la respuesta de una estructura deberá definirse en función de las necesidades propias del edificio en cuanto a funcionalidad y seguridad que pueda brindar a sus ocupantes, así como controlar los daños en la propia estructura y sus elementos, accesorios o contenidos. Se ha observado que una configuración geométrica adecuada y un sistema estructural regular en la construcción es decisivo para un buen comportamiento estructural ante sismos, por lo que se recomienda que las estructuras construidas en zonas de alto riesgo sísmico tengan poco peso, ya que las fuerzas que se generan en la estructura durante un sismo se deben a la inercia que tienen las masas para seguir el movimiento, por lo que cuanto mas pequeñas sean las masas, menores serán estos efectos. Otro punto recomendado es el evitar la esbeltez excesiva de un edificio ya que estos ocasionan complicaciones en el análisis y el diseño, pues estos efectos tienen que tomarse en cuenta en los modelos matemáticos; además, durante un sismo, el exceso de esbeltez es causa de las deformaciones excesivas por lo que es recomendable que la altura de los edificios, no sea mayor de 3 o 4 veces la menor dimensión en planta.

Así mismo es fundamental considerar la compatibilidad entre la rigidez de la estructura original y la de los nuevos elementos, cuidando que, la estructura reforzada presente la distribución de rigideces supuesta. También es imprescindible que las conexiones entre los nuevos elementos y la estructura original, garanticen la continuidad, revisando la transmisión a la cimentación de las nuevas cargas producto de la nueva estructuración.

IV.3.- ALTERNATIVAS DE RIGIDIZACIÓN.

De acuerdo a la evaluación del edificio, se determinó que las secciones de sus elementos estructurales no eran suficientes para cumplir con la capacidad sismo-resistente exigida por las normas en vigor. Por ello fue necesario estudiar la forma de reforzar la estructura mediante la inclusión de nuevos elementos que aumentarán o equilibrarán la rigidez y la resistencia ante cargas laterales, manteniendo un comportamiento de respuesta aceptable de la estructura durante eventos sísmicos futuros.

Para reestructurar los edificios pueden emplearse diversas soluciones entre las más comunes se mencionan a manera de resumen las siguientes:

a) Muros de Rigidez.

La inclusión de muros de concreto reforzado es una de las soluciones más efectivas para reducir las excentricidades de una estructura y aumentar su capacidad sismo-resistente. La alternativa más cómoda consiste en colocar los muros en la periferia del edificio sin interferir con

el funcionamiento del mismo. En este caso, la conexión con la estructura original se puede efectuar mediante estribos anclados en el sistema de piso, o bien a través del colado de una losa adicional de unión.

Cuando se colocan los muros en el interior de la estructura, la conexión con las losas se efectúa a través de orificios en ellas que permiten el paso del refuerzo longitudinal de los extremos del muro y parte del refuerzo intermedio; asimismo, estos orificios facilitan la operación de colado.

Otra modalidad son los muros de relleno que pueden ser muros de concreto reforzado o de mampostería, ubicados en los ejes de columnas de una estructura.

El comportamiento de los muros de relleno puede ser semejante al de los muros de rigidez cuyo refuerzo en los extremos lo constituyeran las columnas de la estructura original, siempre que la unión entre los muros y las vigas y columnas garantice la continuidad; en caso contrario, el muro se comporta como un diafragma que introduce grandes fuerzas cortantes en las columnas y en las vigas, lo que además resulta perjudicial y hace necesario el refuerzo de estos elementos.

b) Marcos, armaduras y contraventeos.

Cuando las necesidades de circulación e iluminación, limitan la utilización de muros rigidizantes, se recurre al uso de marcos o armaduras verticales, de concreto reforzado o metálicos. En el primer caso las alternativas de

conexión con la estructura existente son semejantes a las utilizadas para los muros de rigidez, en el segundo se puede recurrir a conectar los elementos horizontales de la armadura mediante elementos metálicos ahogados en perforaciones hechas previamente en las losas.

Si la resistencia de vigas y columnas de la estructura es suficiente, sobre todo por cortante, se puede recurrir a la inclusión únicamente del contraventeo para rigidizar la estructura.

c) Contrafuertes.

Cuando existen limitaciones de espacio en el exterior del edificio dañado, es posible utilizar contrafuertes que tomen las fuerzas laterales en estructuras de poca altura.

De igual manera que con la utilización de muros y marcos de concreto, deberá atenderse a la revisión de las conexiones con la estructura original. Esta solución tiene la ventaja de que su construcción interfiere muy poco con la utilización del edificio.

d) Muros de mampostería.

La reestructuración de edificaciones construidas a base de muros de mampostería, se puede llevar a cabo añadiendo nuevos muros. La conexión entre los elementos nuevos con los viejos puede efectuarse mediante el colado de nuevos castillos o bien conectores de concreto reforzado. Debe revisarse el refuerzo del muro si este es de mampostería hueca, o su confinamiento con dalas y castillos si es de piezas macizas.

Cuando las estructuras no presentan daños importantes, es posible llevar a cabo una restauración y refuerzo de elementos estructurales y en el proyecto de reparación se podrá optar por intentar restaurar la resistencia original de los elementos estructurales.

Se debe poner especial cuidado al modelar para su análisis el tipo de refuerzo utilizado, pues si este es sólo para fuerza cortante, la rigidez por flexión seguirá siendo la del elemento original. Igualmente habrá que tener en cuenta la historia de carga, considerando en general que las cargas muertas son tomadas por elementos originales, mientras que las cargas vivas y las de sismo son resistidas por el elemento y su refuerzo.

El refuerzo de elementos provoca cambios importantes en su rigidez, que inciden en la magnitud de las fuerzas sísmicas y en su distribución en la estructura. Para evaluar estos efectos, basta en la mayoría de los casos con efectuar un análisis estructural que suponga el comportamiento monolítico del elemento original y su refuerzo.

i) Inyección de grietas.

La inyección de resinas o lechadas en las grietas, es un procedimiento adecuado para la restauración de elementos de concreto o mampostería con daños no muy severos. Con este procedimiento se puede llegar a recuperar la resistencia original, pero solamente del 70% al 80% de la rigidez, debido a la imposibilidad de inyectar la totalidad de las grietas.

ii) Encamisado de concreto reforzado.

Este procedimiento de refuerzo de columnas consiste en envolverlas con barras y estribos adicionales o malla electrosoldada y añadir un nuevo recubrimiento de concreto lanzado o colado in-situ. La superficie del elemento por reparar, debe de prepararse, saturarlo y deberá picarse para obtener la suficiente rugosidad. Si solo se encamisa la columna en el entrepiso se obtiene un incremento en su resistencia ante carga axial y fuerza cortante.

De manera similar se pueden reforzar las vigas teniendo las mismas precauciones que en el caso de columnas

iii) Encamisado metálico.

El encamisado metálico se puede efectuar mediante un esqueleto de perfiles unidos entre sí con soleras o varillas soldadas, o bien, con el recubrimiento total de la columna a base de placas.

IV.4.- TIPO DE REESTRUCTURACION ELEGIDO.

De las posibles alternativas de solución para el proyecto de reestructuración del edificio y de las consideraciones hechas para el buen comportamiento estructural ante condiciones sísmicas, se optó como solución una disminución en el número de

niveles debido a la esbeltez excesiva del edificio (por la relación altura total entre la menor dimensión en planta es de 5 cuando el valor recomendado es de 3 a 4), al reducirse el peso se disminuyen los esfuerzos en la masa del suelo y sobre todo los momentos de volteo ante la condición de sismos.

Esta solución fue necesaria ya que los esfuerzos generados por los efectos sísmicos en la cimentación, sobrepasan la capacidad de resistencia del suelo y no era posible llevar a cabo una ampliación del área de la cimentación por las colindancias existentes con el edificio, las cuales se encuentran muy cercanas. Por otro lado las posibles soluciones mencionadas en el subcapítulo anterior, en la mayoría de los casos requieren la existencia de áreas libres para la colocación de los nuevos elementos rigidizantes por lo que no fue posible tomarlos en cuenta, ya que durante la construcción de la reestructuración, los equipos deberán estar en constante funcionamiento, y no pueden ser desplazados ni un centímetro de su posición original.

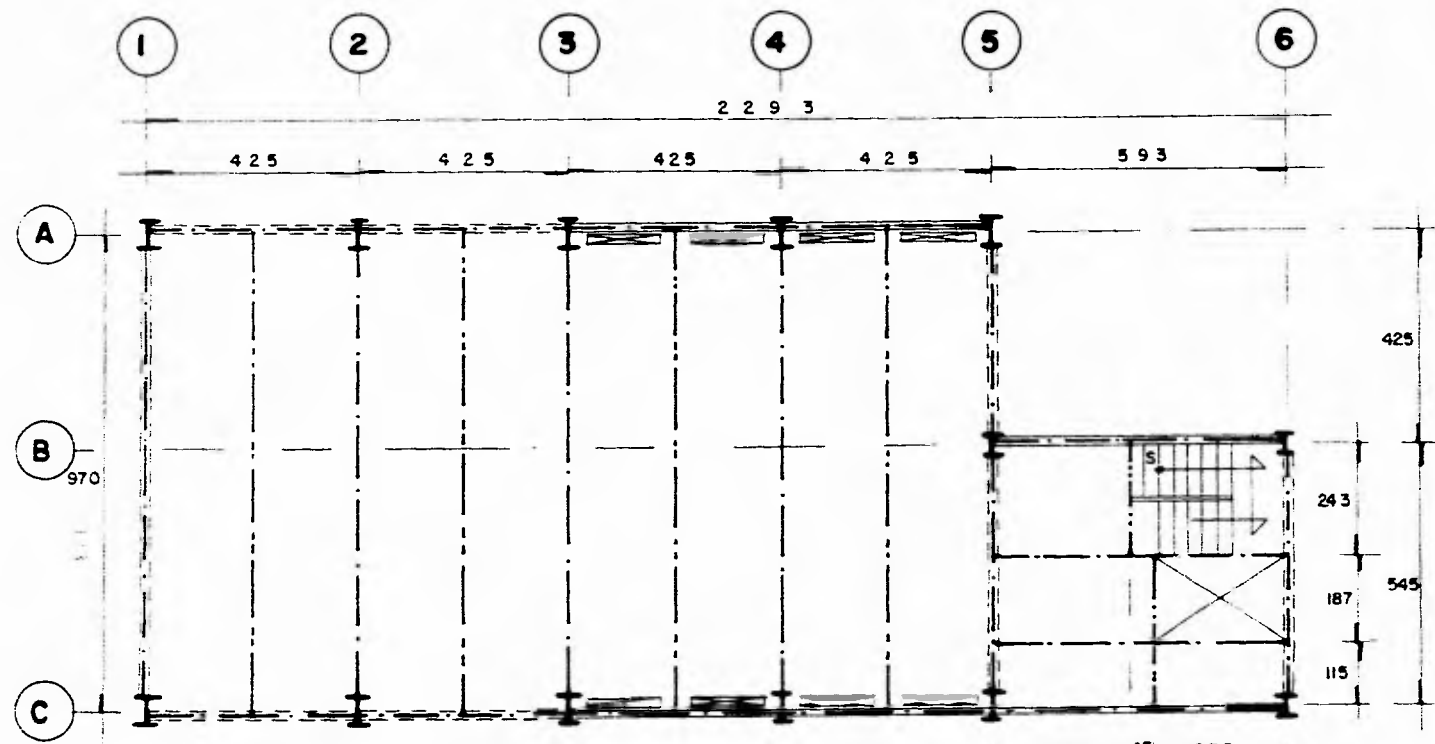
De acuerdo a las limitaciones mencionadas al inicio de este capítulo, la reducción del área existente por la disminución de niveles, no afectará las operaciones del inmueble, debido a la modernización de los equipos de comunicaciones que se tienen planeados llevar a cabo dentro del edificio, al sustituir los existentes por nuevos equipos, los cuales son de menor tamaño y por consiguiente requieren de un menor espacio.

Tomando en cuenta las recomendaciones indicadas en la estructuración de construcciones para soportar efectos sísmicos, se hace mención la importancia de tomar en cuenta la compatibilidad de deformaciones de los materiales que conforman a la estructura del edificio, y este al ser una construcción compuesta principalmente por marcos de acero, se consideró





necesario sustituir algunos de los tableros de muros de mampostería por contraventeos de acero interiores; aunque los muros constituyen un diafragma que incrementa la rigidez del conjunto, se pudo observar que estos presentan grietas diagonales y horizontales lo cual indica que tienen una pérdida en su capacidad de resistencia y en sismos fuertes la respuesta de la estructura estará fuertemente influenciada por los daños que presenten los muros en el momento del evento. Así pues los contraventeos funcionarán como elementos rigidizantes de la estructura, para mantener los desplazamientos laterales producidos por los efectos sísmicos dentro de los límites indicados por la reglamentación vigente.

El sistema estructural propuesto consiste en la demolición de los niveles 9, 8 y 7, así como la adición de contraventeos metálicos en las dos direcciones principales, con ello se busca dar resistencia a la estructura ante cargas laterales disminuyendo los desplazamientos por entrepiso, reducir las masas inerciales del edificio al existir menos peso y reducir los esfuerzos en el suelo ante condiciones sísmicas.

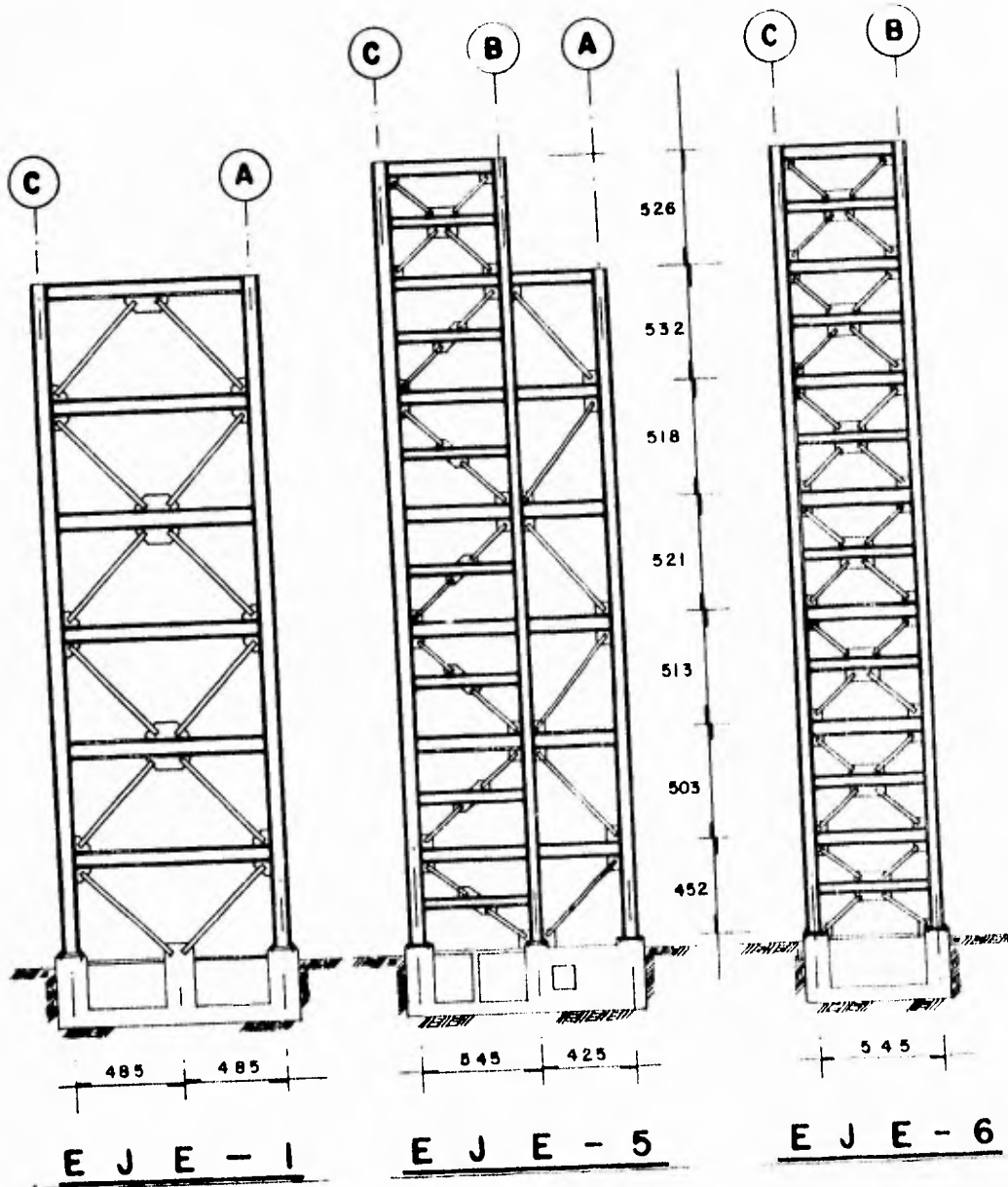
A continuación se muestran la planta y elevación con la reestructuración del edificio:

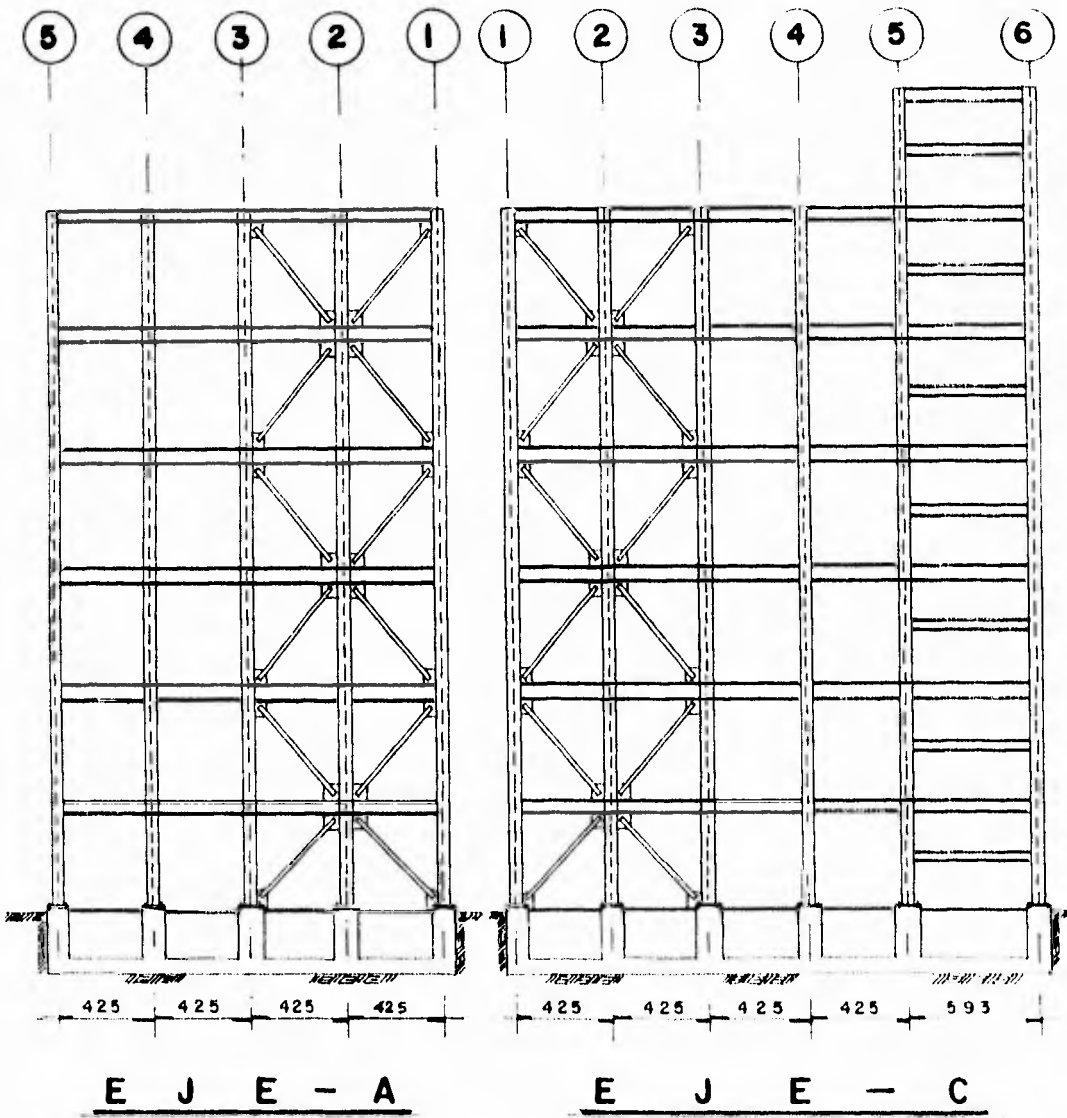


SIMBOLOGIA EN PLANTA

-  COLUMNA DE ACERO
-  TRABE DE EJE PRINCIPAL
-  TRABE SECUNDARIA
-  CONTRAVENTEADO DE ACERO

P L A N T A T I P O





V.- ANALISIS Y REVISION DE LA NUEVA ESTRUCTURA.

V.1.- CRITERIOS Y PARÁMETROS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL.

Para el diseño de la nueva estructura, se efectuaron actividades similares a las planteadas en el estudio del edificio en su estado actual. El análisis estructural se efectuó con base en la información existente, y con las nuevas secciones transversales que se propusieron en el refuerzo del edificio, así se comprobaría el mejor comportamiento de la estructura ante acciones laterales de acuerdo a los parámetros de diseño establecidos en la reglamentación vigente.

En la revisión y diseño de la nueva estructura fueron empleadas las mismas cargas permanentes y variables en los sistemas de piso bajo carga vertical y fueron calculadas las nuevas fuerzas laterales actuantes en el edificio, de acuerdo a los siguientes parámetros de diseño sísmico:

- Clasificación de la estructura según su uso : Grupo A.
- Estructuración : Tipo I (Marcos de acero)
- Tipo de Suelo : II (terreno transición)
- Espectro de Diseño :

- Coeficiente sísmico $C = 0.32$
- Ordenada espectral para $T=0$ $a_0 = 0.08$
- Periodos Característicos del espectro $T_1 = 0.7 \text{ seg.}$
 $T_2 = 1.5 \text{ seg.}$

- Exponente de la ordenada del espectro de diseño $\gamma = 2/3$
- Factor de comportamiento sísmico (en ambas direcciones) $\psi = 3$
- Factor de amplificación del coeficiente sísmico (Grupo "A") $\beta = 1.3$

Debido a la eliminación de niveles en la nueva estructura, se efectuó un nuevo análisis sísmico estático para determinar las fuerzas cortantes en los diferentes niveles del edificio, así como el incremento de rigidez en la estructura por el efecto de los contraventeos de acero. Con estos datos fue posible realizar el análisis dinámico de la estructura bajo la acción de las fuerzas horizontales. Los resultados que se obtuvieron en el análisis de la nueva estructura fueron los siguientes:

Pesos por nivel:

Nivel	Peso (Ton)
7	75
6	300
5	300
4	300
3	310
2	310
1	310
	$\Sigma 1905$

Cortante basal para el análisis sísmico estático:

$$V_b = [(c \Sigma W_i \times \beta) / Q] = [(10.32 \times 1.3 \times 1905) / 4] = 264.2 \text{ Ton}$$

Siendo la distribución de fuerzas sísmicas y cortantes en cada nivel:

NIVEL	PESO	ALTURA	W _i H _i	FUERZA	CORRIANTE
	W _i (Ton)	H _i (m)		(Ton)	(Ton)
7	75	35.65	2673.75	20.66	20.66
6	300	30.39	9117.00	70.45	91.11
5	300	25.07	7521.00	58.12	119.23
4	300	19.89	5967.00	46.11	195.33
3	310	14.68	4550.80	35.16	230.50
2	310	9.55	2960.50	22.88	253.37
1	310	4.52	1401.20	10.83	264.20
SUMA	1905		34191.25		

Con el empleo de las fuerzas sísmicas estáticas calculadas y los desplazamientos horizontales en cada nivel, originados por dichas fuerzas, fue determinada la rigidez lateral que presenta la estructura, con las siguientes propiedades para cada marco:

PROPIEDADES DE MARCO TIPO EN DIRECCIÓN "X" E-W

(Reestructuración)

NIVEL	FUERZA (Ton)	MARCO "1"		MARCOS "2, 3, 4"	
		DESPLZ PROM (cm)	RIG LATERAL (Ton/cm)	DESPLZ PROM (cm)	RIG LATERAL (Ton/cm)
7	0	9.51	0	16396	0
6	70.45	9.50	80.15	16396	46110
5	58.12	8.10	726.72	13868	61440
4	46.11	6.33	105.756	12776	67810
3	35.16	4.68	118.219	10201	63950
2	22.88	2.90	147.656	7158	66160
1	10.83	1.13	183.11	1641	66270

NIVEL	PESO	ALTURA	W _i *H _i	FUERZA	CORTANTE
	W _i (Ton)	H _i (m)		(Ton)	(Ton)
7	75	35.65	2673.75	20.66	20.66
6	300	30.39	9117.00	70.45	91.11
5	300	25.17	7521.00	58.12	149.22
4	300	19.89	5967.00	46.11	195.33
3	310	14.68	4550.80	35.16	230.50
2	310	9.55	2960.50	22.88	253.37
1	310	4.52	1401.20	10.83	264.20
SUMA	1905		34191.25		

Con el empleo de las fuerzas sísmicas estáticas calculadas y los desplazamientos horizontales en cada nivel, originados por dichas fuerzas, fue determinada la rigidez lateral que presenta la estructura, con las siguientes propiedades para cada marco:

PROPIEDADES DE MARCO TIPO EN DIRECCIÓN "X" E-W

(Reestructuración)

NIVEL	FUERZA (Ton)	MARCO "1"		MARCOS "2, 3, 4"	
		DESPLZ PROM (cm)	RIG LATERAL (Ton/cm)	DESPLZ PROM (cm)	RIG LATERAL (Ton/cm)
7	0	9.51	0	163.96	0
6	70.45	9.50	50.15	163.96	46110
5	58.12	8.10	72.672	118.68	61440
4	46.11	6.43	105.756	127.76	67810
3	35.16	4.68	118.219	102.01	68950
2	22.88	2.90	147.656	71.58	66160
1	10.83	1.33	183.313	36.41	66870

NIVEL	M A R C O "5"			M A R C O "6"	
	FUERZA (Ton)	DESPLZ. PROM (cm)	RIG. LATERAL (Ton/cm)	DESPLZ. PROM (cm)	RIG. LATERAL (Ton/cm)
7	20.66	12.74	12.232	30.63	5.08
6	70.45	11.05	48.351	26.56	18.00
5	58.12	9.07	65.631	21.75	28.31
4	46.11	6.79	107.996	16.48	39.20
3	35.16	4.99	122.28	11.50	49.22
2	22.88	3.16	153.637	6.81	62.81
1	10.83	1.45	182.758	2.78	94.94

PROPIEDADES DE MARCO TIPO EN DIRECCIÓN "Y" N-S
(Reestructuración)

NIVEL	M A R C O "A"			M A R C O "B"		
	FUERZA (Ton)	DESPLZ. PROM. (cm)	RIG. LATERAL (Ton/cm)	FUERZA (Ton)	DESPLZ. PROM. (cm)	RIG. LATERAL (Ton/cm)
7	0	71.70	0	20.66	139.19	3.09
6	70.45	71.70	92.812	70.45	132.50	6.86
5	58.12	52.94	156.853	58.12	119.72	7.87
4	46.11	32.69	189.645	46.11	100.25	9.43
3	35.16	14.49	128.936	35.16	79.53	9.90
2	22.88	2.87	142.525	22.88	56.43	10.84
1	10.83	1.33	197.272	10.83	33.07	7.99

NIVEL	M A R C O "C"		
	FUERZA (Ton)	DESPLZ. PROM. (cm)	RIG. LATERAL (Ton/cm)
7	20.66	11.89	8.396
6	70.45	9.43	67.254
5	58.12	9.07	85.569
4	46.11	6.23	116.56
3	35.16	4.66	137.41
2	22.88	2.97	157.59
1	10.83	1.32	200.4

Mediante el análisis dinámico modal espectral, en el que se idealiza a la estructura mediante un sistema de masas y resortes (Figs. 5.1 y 5.2), se calcularon los primeros modos de vibración en cada dirección de análisis, triangulando la participación de cada modo natural con las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura debidas a la aceleración correspondiente del espectro de diseño.

Para la dirección "X" (E - W):

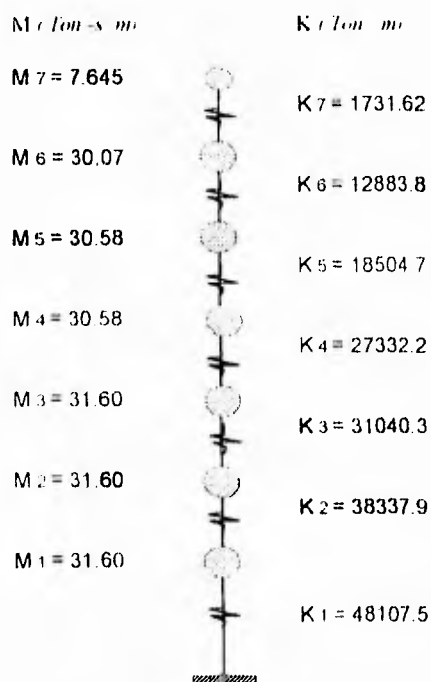


Fig. 5.1

Para la dirección "Y" (N-S):

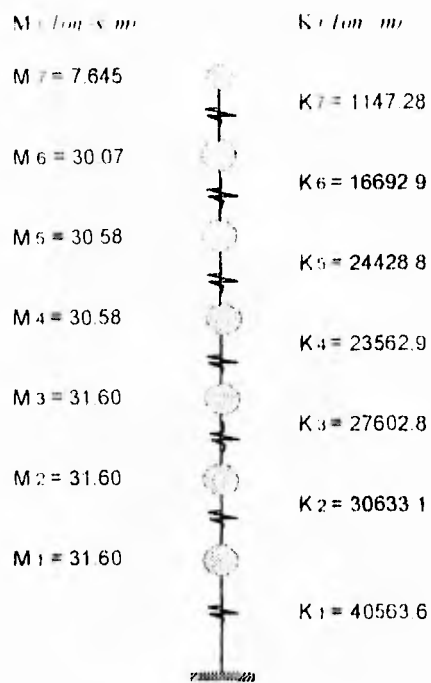


Fig. 5.2

En este análisis se encontraron los siguientes resultados:

Dirección Transversal "X" (E-W)
(Reestructuración)

MODO	1	2	3	4
Frecuencia Natural Angular	7.404	14.98	20.84	31.48
Frecuencia expresada en (Hz)	1.173	2.384	3.317	5.011
Periodo expresado en (seg).	0.848	0.419	0.301	0.199

Dirección Longitudinal "Y" (N-S)

(Reestructuración)

MODO	1	2	3	4
Frecuencia Natural Angular	7.056	12.65	20.98	31.82
Frecuencia expresada en(Hz)	1.123	2.014	3.339	5.064
Periodo expresado en(seg.)	0.890	0.496	0.299	0.197

Resultando las fuerzas horizontales calculadas con el método dinámico, a través del análisis modal espectral, las siguientes:

<u>D I R E C C I O N "X" (E-W)</u>			<u>D I R E C C I O N "Y" (N-S)</u>		
NIVEL	Fuerza Dinámica	Cortante (Ton)	NIVEL	Fuerza Dinámica	Cortante (Ton)
7	22.14	22.14	7	22.03	22.03
6	52.73	74.87	6	56.90	72.93
5	43.63	118.5	5	45.86	116.8
4	33.07	151.6	4	36.16	152.5
3	25.63	177.2	3	27.87	180.8
2	16.75	193.9	2	18.91	199.7
1	8.284	202.2	1	9.134	208.8
Momento de Volteo $M_x = 4,930.5 \text{ T m}$			$M_y = 4,838.1 \text{ T m}$		

Debido a que el cortante inercial basal, resultó ser menor al 80% del cortante estático (76.56 en la dirección E-W y 79.07 en la dirección N-S), fue necesario incrementarlo proporcionalmente las fuerzas de diseño con el fin de que el cortante de diseño igualase ese valor.

Por último las fuerzas sísmicas de diseño de la nueva estructura, fueron distribuidas en cada uno de los entrepisos y de los marcos, considerando la rigidez y los efectos de torsión debidos a las excentricidades calculadas y accidentales, así como los efectos bidireccionales de las dos componentes horizontales del movimiento del terreno; esto es, se usó el 100% de los efectos de la componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos que obran perpendicularmente en ella.

A continuación se muestran las fuerzas de diseño que se utilizaron en la revisión y diseño de los elementos estructurales del nuevo edificio:

DISTRIBUCION DE CORTANTE POR MARCO
EN LA DIRECCION "Y" (N-S)
(Reestructuración)

NIVEL	M A R C O "A"		M A R C O "B"		M A R C O "C"	
	CORTANTE Vy(Ton)	FZA DISEÑO Fy (Ton)	CORTANTE Vy(Ton)	FZA DISEÑO Fy (Ton)	CORTANTE Vy(Ton)	FZA DISEÑO Fy (Ton)
7			16.36	16.36	16.13	16.13
6	43.01	43.01	3.01	7.35	33.86	17.73
5	74.26	31.25	3.86	6.85	50.26	16.4
4	78.55	4.29	6.21	2.35	79.6	29.34
3	93.72	15.17	6.63	0.42	94.92	15.32
2	102.41	8.65	7.17	0.54	104.86	9.94
1	111.68	9.27	4.16	3.01	109.73	4.87

DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE POR MARCO
EN LA DIRECCIÓN "X" (E-B)

NIVEL	M A R C O "1"		M A R C O "2"		M A R C O "3"	
	CORTANTE Vx (Ton)	FZA DISEÑO Fx (Ton)	CORTANTE Vx (Ton)	FZA DISEÑO Fx (Ton)	CORTANTE Vx (Ton)	FZA DISEÑO Fx (Ton)
7						
6	36,56	36,56	3,08	3,08	2,5	2,5
5	59,69	23,13	4,59	1,51	4,14	1,34
4	78,25	18,56	4,46	0,13	4,07	-0,14
3	92,93	14,68	4,79	0,33	4,27	0,25
2	104,43	11,5	4,11	0,68	3,66	0,61
1	111,93	7,5	3,54	0,57	3,13	0,53

NIVEL	M A R C O "4"		M A R C O "5"		M A R C O "6"	
	CORTANTE Vx (Ton)	FZA DISEÑO Fx (Ton)	CORTANTE Vx (Ton)	FZA DISEÑO Fx (Ton)	CORTANTE Vx (Ton)	FZA DISEÑO Fx (Ton)
7			15,86	15,86	14,21	14,21
6	2,84	2,84	33,25	17,39	18,60	4,39
5	4,18	1,34	51,56	18,31	28,36	9,76
4	3,95	-0,23	71,36	19,80	32,75	4,39
3	3,81	-0,14	81,15	9,79	39,86	7,11
2	3,19	-0,62	89,49	8,25	44,27	4,41
1	2,58	-0,61	86,32	-3,28	52,00	7,73

V.2.- DISEÑO DE ELEMENTOS RIGIDIZANTES

De experiencias adquiridas en el diseño de edificios, se ha comprobado que los marcos provistos de diagonales de contraventeo constituyen una forma eficiente de resistir fuerzas laterales. Son mucho más rígidos y resistentes que los marcos no contraventeados, pero ocasionan, con frecuencia, restricciones en la operación de los edificios, por lo que suelen usarse los dos sistemas combinados.

En los arreglos propuestos en el punto III.4, se buscó que los ejes de los miembros estructurales, vigas, columnas y contraventeos, se cruzaran en un punto, estos sistemas se conocen como marcos provistos de contraventeos concéntricos, además los arreglos fueron en base a la disposición de espacios interiores ya que algunos lugares no eran propicios para su colocación.

La gran rigidez y resistencia de los marcos contraventeados ocasionan que sean menores los daños producidos por los temblores, tanto no estructurales como estructurales; sin embargo, hay algunos problemas relativos al comportamiento de las diagonales bajo carga cíclica. Sobre todo, se han observado comportamientos bastante pobres cuando se emplean únicamente miembros en tensión para formar al contraventeo. Por ejemplo, cuando se usan contraventeos en "X", la fuerza sísmica intensa en una dirección ocasiona un alargamiento de una de las diagonales mientras que la otra, incapaz de trabajar en compresión, simplemente se cuelga, sin aceptar fuerza alguna. Cuando, en el siguiente ciclo de carga, vuelve a actuar la fuerza lateral en la misma dirección, la diagonal que se alargó en el primer ciclo no ofrece ninguna resistencia hasta que se restira, y entonces

vuelve a alargarse. Esto da lugar ciclos histéreticos aplastados, en que existen grandes desplazamientos laterales producidos por incrementos muy pequeños de las cargas, lo que hace que el sistema absorba y disipe una cantidad reducida de la energía que recibe durante los temblores. Para evitar este comportamiento inadecuado, los contravientos deben arrojarse y diseñarse de tal manera que cada diagonal que trabaje en tensión este acompañada siempre por otra que resista las fuerzas sísmicas trabajando en compresión.

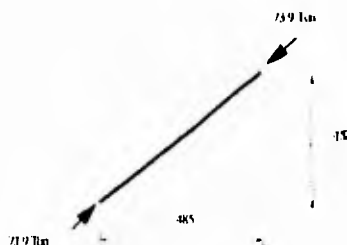
Se ha comprobado en el laboratorio que la resistencia en compresión de los miembros sometidos a cargas axiales cíclicas de tensión y compresión alternadas, disminuye drásticamente después del primer ciclo de carga. Por este motivo, se recomienda que los elementos de contraviento deben tener una esbeltez L/r no mayor que $6040/F_y$ (120, para acero A36), y que su resistencia en compresión axial debe reducirse multiplicando la correspondiente a carga estática por un factor de carga cíclica, menor que la unidad, que vale $1/(1+(KL/r)/200)$, o $1/(1+(KL/r)/252.2)$ para acero A36. Además, se indica que todos los elementos que forman parte del contraviento han de diseñarse tomando como base esa resistencia reducida, independientemente de que trabajen en tensión o compresión.

Bajo el criterio anterior fueron diseñados los contravientos de acero en la nueva estructura variando las dimensiones de las secciones según las fuerzas que obran en ellos y en función de las combinaciones más desfavorables del análisis estructural. A continuación se muestra el diseño de algunos contravientos y su conexión con la estructura existente.

A) Ejemplo de Diseño de Diagonales de Acero.

(Tipo)

- Eje L entre ejes A y C
Nivel L.



Carga de Diseño: 73.9 Ton

Longitud del Elemento $L = (452^2 + 485^2)^{1/2} = 663$ cm.

Relación de esbeltez máxima en elementos a compresión sujetos a carga cíclica $\frac{K L}{r} \leq 120$

$K = 1.0$ (Factor de longitud efectiva sujeto a compresión simple)

Radio de giro requerido en la sección Diagonal:

$$r \geq \frac{K L}{120} = \frac{1.0 \times 663}{120} = 5.52 \text{ cm.}$$

Revisando una sección tipo cajón de 20 x 20 cm., armada con cuatro placas de 0.95 cm (8"x 8"x 3/8") se tiene :

$$A_s = 71.61 \text{ cm}^2$$

$$I = 4412.1 \text{ cm}^4$$

$$r = 7.85 \text{ cm}$$

Esfuerzo de Compresión : $f_a = \frac{73900}{71.61} = 1031.9 \text{ kg/cm}^2$

Relación de esbeltez de sección real :

$$\frac{K L}{r} = \frac{1,086.4}{7.85} = 84.4$$

Esfuerzo admisible para miembros en compresión en Acero A-36
(Tabla AISC Ref. 13) :

$$F_a = 1044 \times 1.33^* = 1388.5 \text{ Kg/cm}^2$$

(*) incremento del esfuerzo bajo cargas accidentales (Ref.13).

Factor de reducción en el esfuerzo admisible debido a la carga
cíclica:

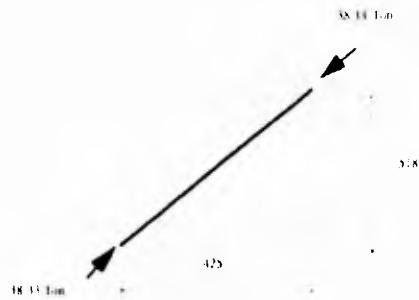
$$1 / (1 + ((KL/r)/252.2)) = 1 / (1 + ((84.4)/252.2)) = 0.749$$

Esfuerzo admisible reducido por carga cíclica:

$$F_a = 1388.5 \times 0.749 = 1039.9 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow F_a = 1031.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a/F_a = 0.98 \quad \underline{\text{La sección es adecuada}}$$

- Eje C entre ejes 2 y 3
(Nivel 5).



Carga de Diseño: 38.33 Ton

Longitud del Elemento $L = (425^2 + 518^2)^{1/2} = 670$ cm.

Usando una sección tipo cajón de 20 x 20 cm., armada con cuatro placas de 0.635 cm (8"x 8"x 1/4") se tiene :

$$A_s = 48.97 \text{ cm}^2$$

$$I = 3783.5 \text{ cm}^4$$

$$r = 7.92 \text{ cm}$$

$$\text{Esfuerzo de Compresión : } f_a = \frac{38.330}{48.97} = 782.7 \text{ kg/cm}^2$$

Relación de esbeltez de sección real :

$$\frac{K \cdot L}{r} = \frac{1.0 \times 670}{7.92} = 84.6$$

Esfuerzo admisible para miembros en compresión :

$$F_a = 1042 \times 1.33 = 1385.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Factor de reducción en el esfuerzo admisible debido a la carga cíclica:

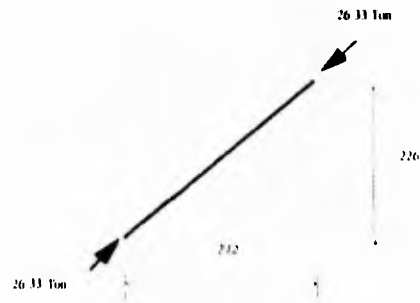
$$1 / (1 + (84.6/250.7)^2) = 0.748$$

Esfuerzo admisible reducido por carga cíclica:

$$F_a = 1385.8 \times 0.748 = 1036.5 \text{ kg/cm}^2 > f_a = 782.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_a/F_a = 0.755 \quad \text{La sección es adecuada}$$

- Eje 6 entre ejes B y C
(Nivel D)



Carga de Diseño: 26.33 Ton

Longitud del Elemento $L = (226^2 + 226^2)^{1/2} = 319 \text{ cm.}$

Revisando una sección tipo cajón de 10.2 x 10.2 cm., armada con los ángulos de lados iguales "L1" 10.2x 1.0cm (4"x 4"x 3/8") se tiene:

$$A_s = 32.77 \text{ cm}^2$$

$$I = 445.37 \text{ cm}^4$$

$$r = 3.68 \text{ cm}$$

$$\text{Esfuerzo de Compresión : } f_a = \frac{26330}{32.77} = 803.4 \text{ kg/cm}^2$$

Relación de esbeltez de sección real :

$$\frac{K L}{r} = \frac{1,0 \times 15,3}{3,68} = 95,9 < 130 \quad \text{Cumple}$$

Esfuerzo admisible para miembros en compresión
(Tabla AISC Ref. 13) :

$$F_a = 948 \times 1,33 = 1260,8 \text{ Kq/cm}^2$$

Factor de reducción en el esfuerzo admisible debido a la carga cíclica:

$$1 / (1 + ((95,9)/252,2)) = 0,724$$

Esfuerzo admisible reducido por carga cíclica:

$$F_a = 1260,8 \times 0,724 = 912,8 \text{ kq/cm}^2 \cdot F_a = 803,4 \text{ kq/cm}^2$$

$$F_a/F_a = 0,880 \quad \text{La sección es adecuada}$$

B) Ejemplo de Diseño de Conexiones en estructura.

(Tipo)

Eje "1" con "C"

(Nivel 3).

- Fuerza de Tensión en la diagonal inferior $T = 63,3 \text{ Ton}$

- Cordón de soldadura requerido entre la diagonal y Placa de conexión, considerando una soldadura de filete con tamaño de 0,8 cm (5/16") se tiene :

$$l_{sd} = \frac{T}{\text{No. cordones} \times f_s} = \frac{63300}{4 \times 1053.3} = 15.2 \text{ cm}$$

se usaran 4 cordones de 18 cm.

Esfuerzo cortante permisible en la soldadura $0.3Fu(E-70) = 1400 \text{ kg/cm}^2$

$$f_s = 0.7071 \times 0.8 \times 1400 = 792 \text{ kg/cm} \times 1.33^* = 1053.3 \text{ kg/cm}$$

(*) incremento del esfuerzo bajo cargas accidentales (Ref.13).

- Diseño de Placa de Conexión :

Proponiendo una placa de $30 \times 35 \times 1.3 \text{ cm}$ (según geometría de la conexión, ver Fig. 5.3)

Tamaño de Soldadura entre placa de conexión y columna existente:

$$f_s = \frac{T_v}{\text{No. cordones} \times L_{sv}} = \frac{43400}{2 \times 30} = 723 \text{ kg/cm}$$

$$\text{espesor de la soldadura } c = \frac{f_s}{0.7071 \times 1400} = 0.73 \text{ cm}$$

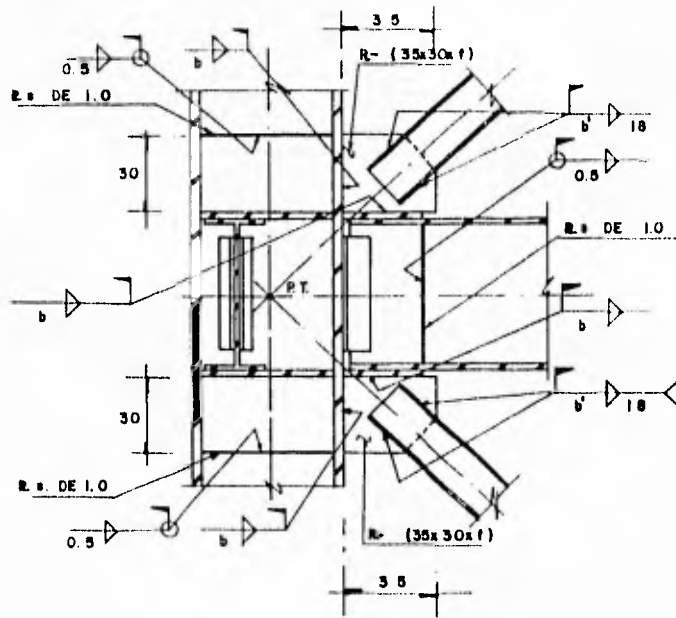
se usaran dos cordones de 0.95 cm (3/8").

- Revisión de espesor de Placa de Conexión :

a) Tensión :
$$t_p = \frac{T}{b \times 0.6 F_y} = \frac{63000}{30 \times 0.6 \times 2530 \times 1.33} = 1.05 \approx 1.3 \text{ cm}$$

b) Cortante :
$$t_p = \frac{T_v}{b \times 0.4 F_y} = \frac{46400}{30 \times 0.4 \times 2530 \times 1.33} = 1.14 \approx 1.3 \text{ cm}$$

La placa es adecuada



DETALLE DE CONEXIÓN
(TIPO)

Fig. 5.3

- Eje "5" con "B"

(Nivel 4).

- Fuerza de Tensión máxima en la diagonal inferior $T = 58,2 \text{ Ton}$

- Cordon de soldadura requerido entre la diagonal y Placa de conexión, considerando una soldadura de filete con tamaño de 0.8 cm (5/16") se tiene :

$$L_{sd} = \frac{T}{\text{No. cordones} \times f_s} = \frac{58200}{4 \times 1053.3} = 13.8 \text{ cm}$$

se usaran 4 cordones de 15 cm.

Esfuerzo cortante permisible en la soldadura $0.3Fu(E-70) = 1400 \text{ kg/cm}^2$

$$f_s = 0.7071 \times 0.8 \times 1400 = 792 \text{ kg/cm} \times 1.33^* = 1053.3 \text{ kg/cm}$$

(*) incremento del esfuerzo bajo cargas accidentales (Ref.13).

- Diseño de Placa de Conexión :

Proponiendo una placa de $30 \times 35 \times 1.1 \text{ cm}$ (7/16") (según geometría de la conexión, ver Fig. 5.4)

Tamaño de Soldadura entre placa de conexión y columna existente:

$$f_s = \frac{T_v}{\text{No. cordones} \times l_{sv}} = \frac{40030}{2 \times 30} = 667 \text{ kg/cm}$$

$$\text{espesor de la soldadura } e = \frac{f_s}{0.7071 \times 1400} = 0.67 \text{ cm}$$

se usaran dos cordones de 0.80 cm (5/16").

- Tamaño de Soldadura entre placa de conexión y trabe existente:

$$f_s = \frac{T_v}{\text{No. cordones} \times L_{tr}} = \frac{41920}{2 \times 35} = 598 \text{ kg/cm}$$

$$\text{espesor de la soldadura } e = \frac{f_s}{0.7071 \times 1400} = 0.60 \text{ cm}$$

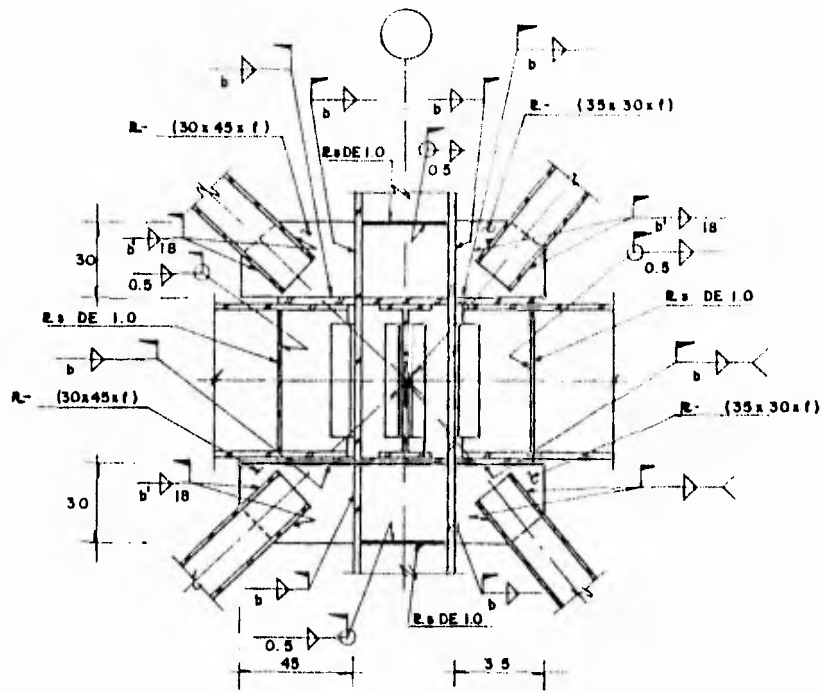
sería suficiente dos cordones de 1/4", sin embargo se usaran dos cordones de 0.80 cm (5/16") como en el caso anterior

- Revisión de espesor de Placa de Conexión :

$$\text{a) Tensión : } t_p = \frac{T}{b \times 0.6F_y} = \frac{58200}{35 \times 0.6 \times 2530 \times 1.33} = 0.82 < 1.1 \text{ cm}$$

$$\text{b) Cortante : } t_p = \frac{T_v}{b \times 0.4F_y} = \frac{41030}{30 \times 0.4 \times 2530 \times 1.33} = 0.99 < 1.1 \text{ cm}$$

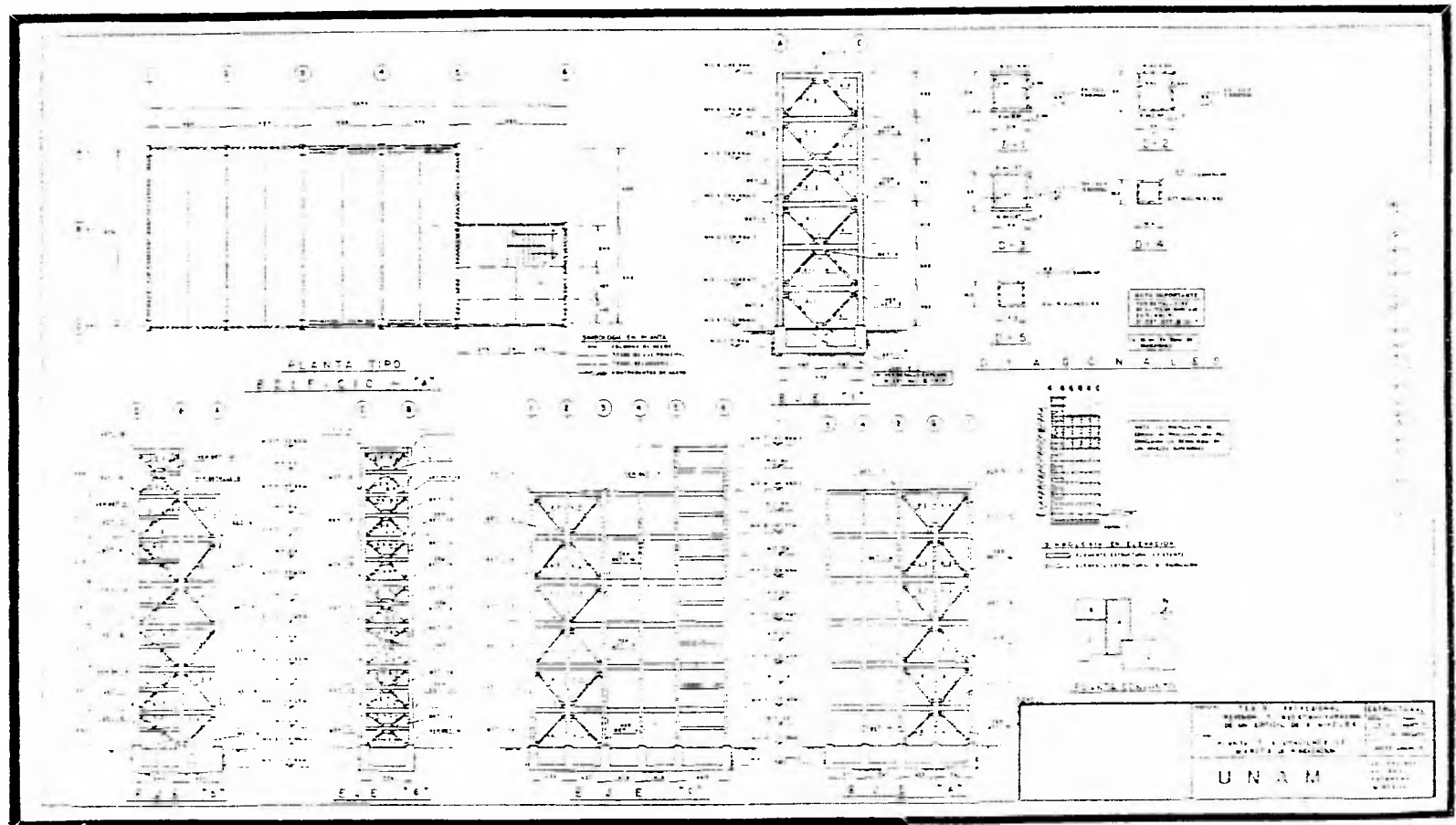
La placa es adecuada.

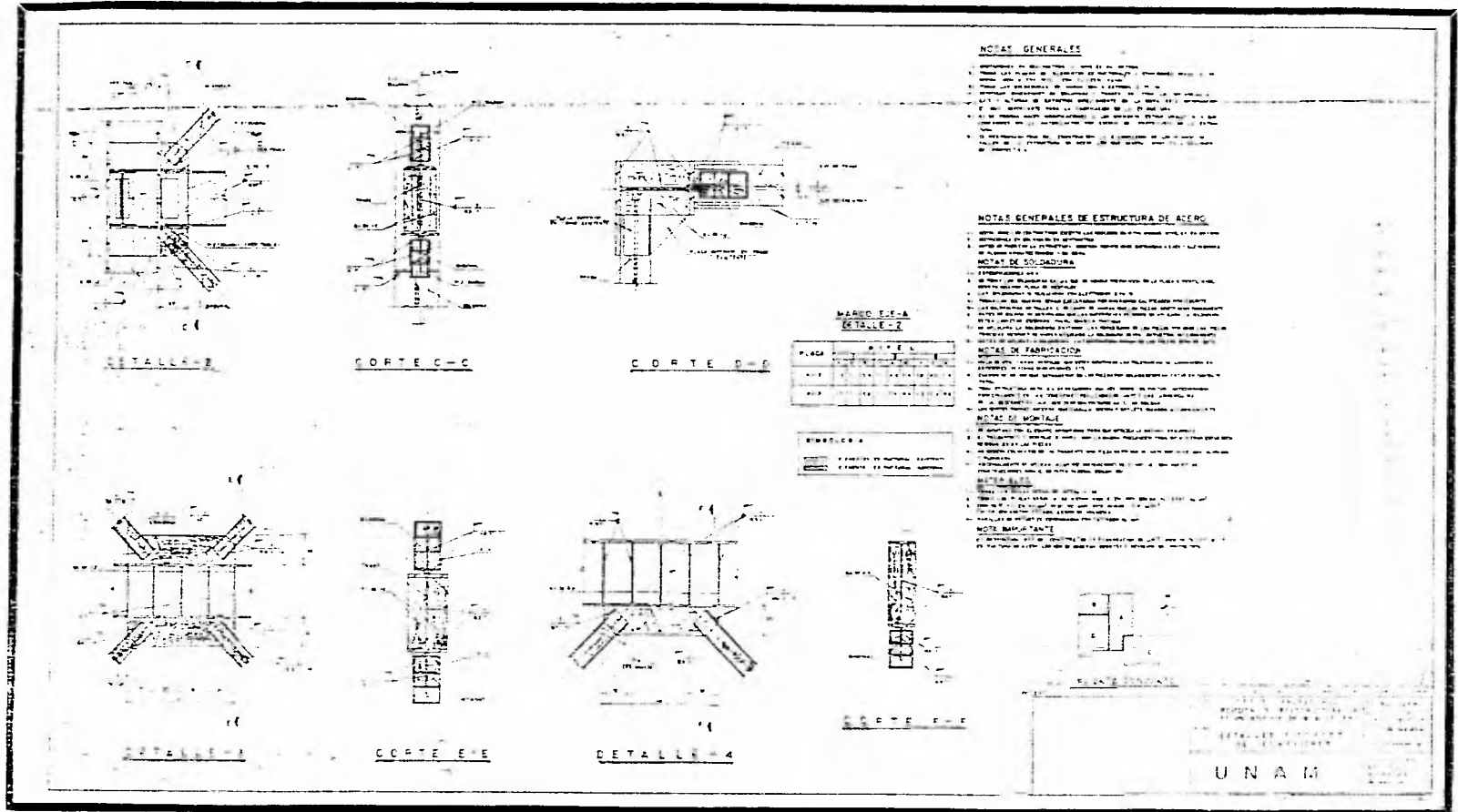


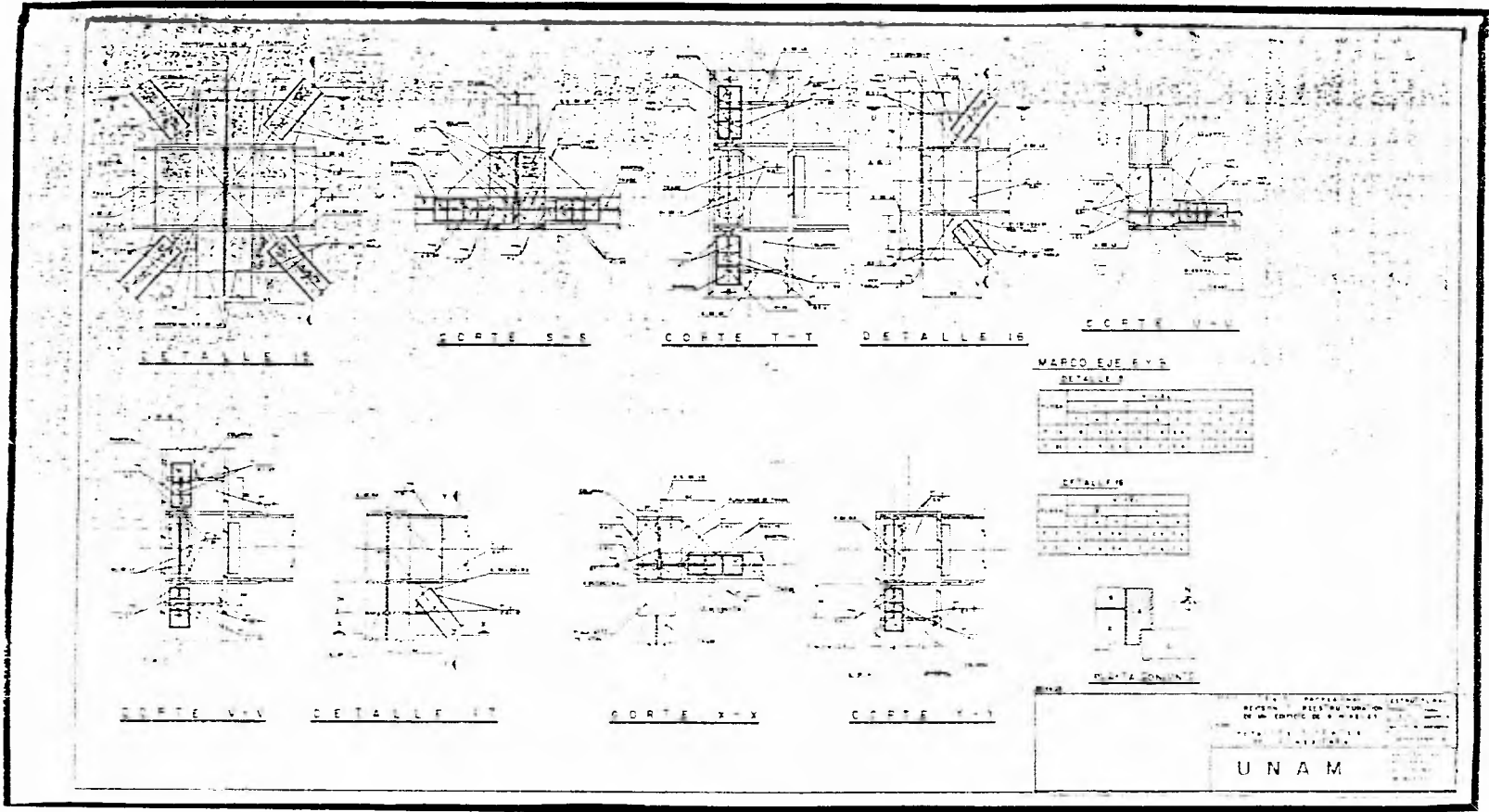
DETALLE DE CONEXIÓN
(TIPO)

Fig. 5.4

A continuación se muestran algunos de los planos típicos, donde se encuentran contenidos el resumen de los diseños realizados:







UNAM

V.3.- REVISION GENERAL DE LA REESTRUCTURACIÓN.

Con los resultados definitivos de los análisis de cargas permanentes y su combinación con los de cargas accidentales, se verificó que tanto la estructura como su cimentación resistieran las nuevas acciones de diseño como son: las fuerzas cortantes, momentos torsionantes de entrepiso, momentos flexionantes, fuerzas axiales y momentos de volteo.

En el diseño de la estructura reforzada rigió el efecto de resistencia, ya que el desplazamiento por cargas laterales fue menor que los desplazamientos permisibles, como se observa en la siguiente tabla de desplazamientos finales:

REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS
(Reestructuración)

NIVEL	DIRECCION "X" (E-W)				DIRECCION "Y" (N-S)			
	DESPLZ. CALCULADO	REL. * Q (cm)	DESPLAZ. PERM. (cm)	OBSERV.	DESPLZ. CALCULADO	REL. * Q (cm)	DESPLAZ. PERM. (cm)	OBSERV.
7	4.28	3.03	3.12	bien	4.31	2.79	3.12	bien
6	3.27	1.74	3.08	bien	3.38	1.31	3.08	bien
5	2.69	1.92	3.14	bien	2.95	1.43	3.14	bien
4	2.05	1.66	3.15	bien	2.47	1.95	3.15	bien
3	1.49	1.71	3.19	bien	1.82	1.96	3.19	bien
2	0.93	1.52	3.11	bien	1.17	1.95	3.11	bien
1	0.42	1.26	3.12	bien	0.52	1.54	3.12	bien

Así mismo fueron revisados de nuevo los estados límite de falla de los elementos estructurales existentes, los esfuerzos generados por las diferentes combinaciones de carga. Se verificó

que la capacidad de resistencia de las columnas y trabes existentes fuera mayor a los nuevos valores de diseño y se revisó que en aquellas zonas donde hubiera concentración de cargas los miembros existentes tuvieran la capacidad suficiente para resistir dichas fuerzas.

La revisión de columnas y trabes consistió en evaluar los nuevos esfuerzos de compresión y flexión originados por las cargas verticales y sus combinaciones con viento además de la concentración de cargas debidas a los contraventeos de acero, los cuales transmiten los efectos de carga lateral a la cimentación a través de las columnas. Este efecto fue evaluado con las mismas expresiones usadas en la revisión del edificio en el estado actual mostradas en el inciso III.3. A continuación se muestra un resumen de las columnas y trabes estudiadas:

REVISIÓN DE COLUMNAS DE ACERO
(Reestructuración)

COLUMNA			NIVEL	Esfuerzo Ec (1)	OBSERV
No	EJE DIR X	EJE DIR Y			
1	1	C	1	0 625	bien
2	2	C	1	0 59	bien
3	5	C	1	0 67	bien
4	6	B	1	0 82	bien
5	4	C	2	0 49	bien
6	1	A	4	0 52	bien
7	5	C	2	0 56	bien
8	6	C	4	0 69	bien
9	1	A	5	0 545	bien
10	3	C	5	0 478	bien
11	4	C	6	0 32	bien

REVISIÓN DE TRABES DE ACERO

(Reestructuración)

No	EJE	ENTRE EJES	NIVEL	f_b	f_b/f_b	f_v	f_v/f_v	OBSERV
				(kg /cm ²)	< 1.0	(kg /cm ²)	< 1.0	
1	1	A - C	2	517.0	0.25	199.6	0.15	bien
2	5	A - C	5	763.5	0.38	280.2	0.21	bien
3	3	A - C	3	1010.5	0.50	306.4	0.22	bien
4	3	A - C	5	856.9	0.42	205.0	0.02	bien
5	5	A - B	2	738.9	0.37	260.6	0.19	bien
6	5	B - C	4	851.4	0.42	262.3	0.19	bien
7	6	A - B	2	414.7	0.20	218.5	0.16	bien
8	2	A - B	1	1234.4	0.61	315.6	0.23	bien
9	4	A - B	6	775.2	0.58	205.0	0.15	bien
10	6	B - C	6	428.5	0.21	157.4	0.12	bien
11	A	2 y 3	1	687.1	0.34	301.9	0.22	bien
12	A	4 y 5	4	929.7	0.46	335.0	0.25	bien
13	B	5 y 6	3	585.9	0.29	165.6	0.12	bien
14	C	1 y 2	2	784.3	0.38	305.0	0.23	bien
15	C	3 y 4	5	837.6	0.41	311.2	0.23	bien

Como se observa la disminución de esfuerzos en las trabes y columnas es notable, los momentos flexionantes son de menor magnitud, ya que gran parte de las fuerzas cortantes de diseño son absorbidas por los contraventeos metálicos, con estos la estructura adquiere una mayor rigidez y por consiguiente los desplazamientos laterales debidos a las cargas laterales son menores.

Un aspecto de gran importancia en el comportamiento de las estructuras ante sollicitaciones sísmicas, es la respuesta de la estructura con el suelo donde se encuentra desplantada; es decir, se deben evaluar las propiedades dinámicas de la estructura considerando las del suelo con el fin de evitar la resonancia por coincidencia de las propiedades dinámicas de la estructura y del suelo. Aunque este tipo de recomendaciones aún no están indicadas

en el Reglamento de Edificación del Estado de México, se realizaron algunos cálculos considerando el comportamiento de la estructura interactuando con el suelo. En las Normas para Diseño por Sismos (ref. 4), existe un apéndice para considerar la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de edificios, para calcular el periodo fundamental de vibración del edificio y así poder determinar un espectro de diseño sísmico específico para el lugar de interés.

Una de las formas de considerar los efectos de la interacción suelo-estructura es mediante una modificación del periodo fundamental del edificio. Para ello se deben usar las contribuciones provenientes del desplazamiento horizontal y de la rotación de la base a cimentación de la construcción. Esto se lleva a cabo mediante un modelo simple que considera a la estructura como un sistema equivalente de un grado de libertad en la que su base tiene una rigidez al desplazamiento horizontal K_x y una rigidez al giro K_r de tal forma que el periodo fundamental está dado por:

$$T_1 = [T_0^2 + T_x^2 + T_r^2]$$

en la que T_0 es el periodo fundamental que tendría el edificio si se apoyara sobre una base rígida, T_x el periodo fundamental que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección x , y T_r es el periodo natural que tendría el edificio si fuera infinitamente rígido y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centro de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza. Aunque las expresiones presentadas en las Normas del D.F. son

aplicadas para el cálculo de interacción suelo-estructura en el estudio del edificio y complementadas con los valores de mecánica de suelos realizadas en el laboratorio (ver características de las propiedades del suelo propuestas en la Ref. 7). Considerando los resultados obtenidos en el análisis de la estructura referada, y las características del suelo en el sitio de interés se determinaron los siguientes resultados:

<i>Dirección "X" (E-W)</i>	<i>Dirección "Y" (N-S)</i>
$T_0 = 0.848$ seg.	$T_0 = 0.8904$ seg.
$T_x = 0.1248$ seg.	$T_y = 0.1248$ seg.
$T_1 = 0.4813$ seg.	$T_1 = 0.2613$ seg.

- Período natural del Terreno: $T_0 = 0.65$ seg.

- Período de vibración en la Dirección X (E-W) considerando la interacción suelo-estructura:

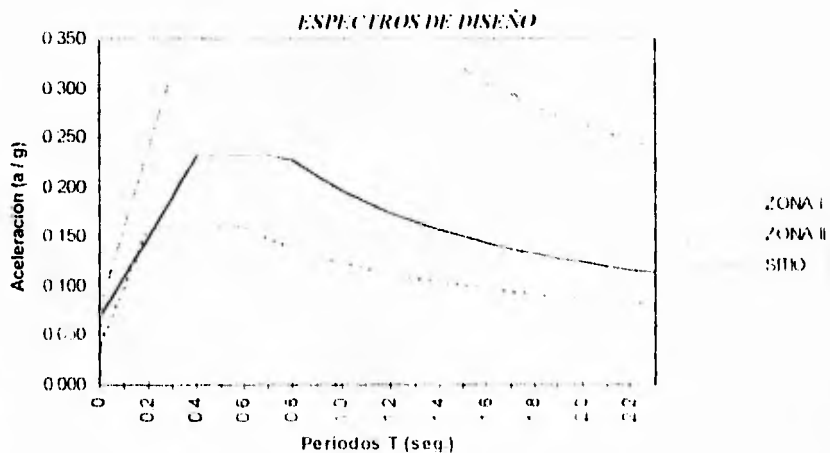
$$T_1 = [0.848^2 + 0.1248^2 + 0.4813^2]^{1/2} = \mathbf{0.983 \text{ seg.}}$$

- Período de vibración en la Dirección Y (N-S) considerando la interacción suelo-estructura:

$$T_1 = [0.8904^2 + 0.1248^2 + 0.2613^2]^{1/2} = \mathbf{0.936 \text{ seg.}}$$

Con las datos anteriores fue posible ubicar a la estructura dentro del espectro de diseño del sitio de interés como se observa en la gráfica 5.1, donde se muestran también los

Reporte de los resultados de los cálculos de los espectros de diseño de 2007.



Gráfica 5.1

Como se observa los periodos de vibración de la estructura calculados para ambas direcciones de análisis, son menores a los que originalmente tenía la estructura, los nuevos periodos se encuentran en la rama descendente del espectro de sitio y son mayores al período natural del terreno donde se encuentra desplantada la estructura por lo que no hay riesgo de resonancia en la estructura.

Esta técnica de construir los espectros de diseño para el sitio de interés presenta dificultades ya que intervienen una serie de parámetros experimentales, por lo que se requiere necesariamente realizar un estudio de mecánica de suelos completo, en el que se

incluyan además estudios de dinámica de suelos para poder determinar los espectros de aceleraciones de campo libre para los lugares específicos donde se desea construir. Esto implica un costo adicional en el diseño, pero puede traducirse en un ahorro para la construcción ya que es probable que los elementos estructurales sean de menor dimensión al considerar los espectros de diseño reales y no los coeficientes sísmicos indicados por los reglamentos locales, que seguramente serán mayores.

V.4.- REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN CON REESTRUCTURACIÓN.

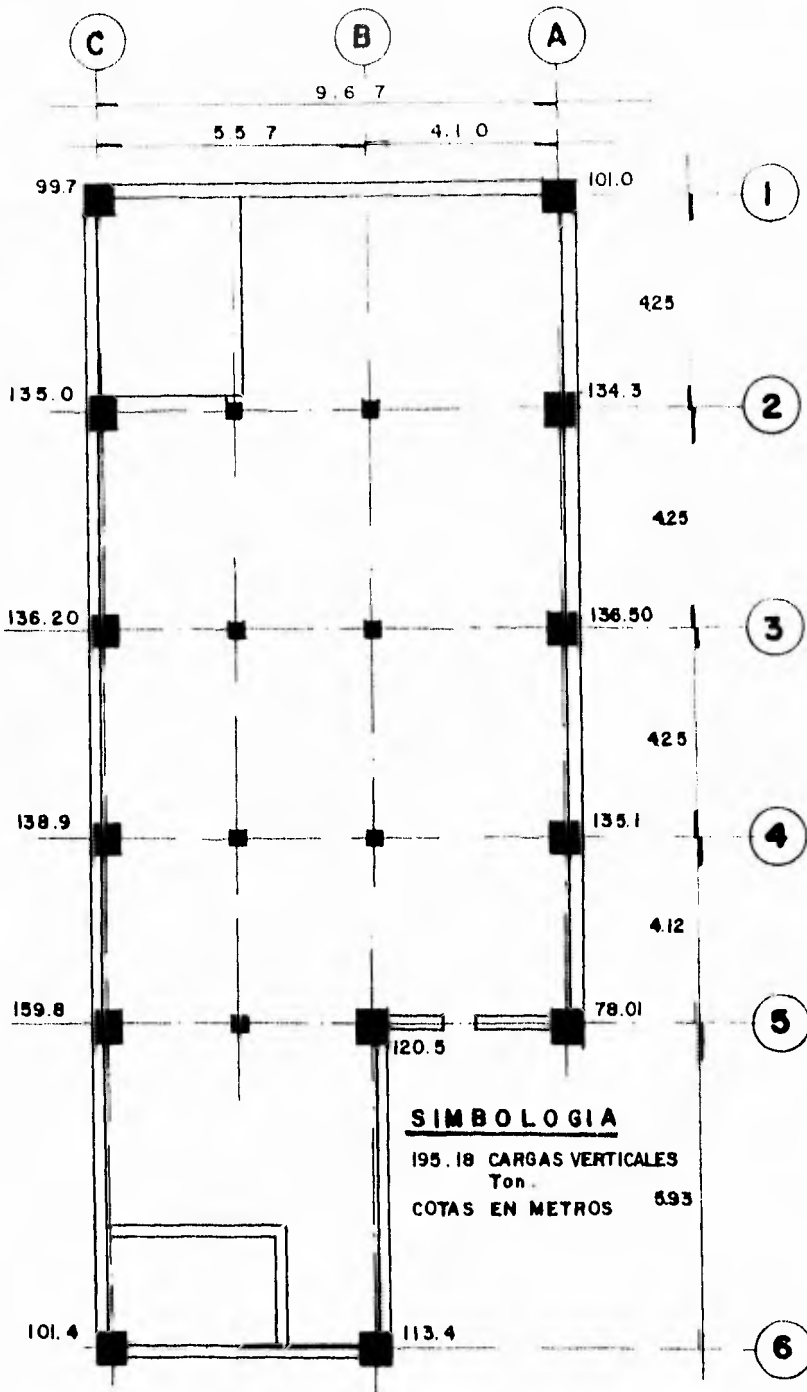
Si siguiendo un procedimiento similar al planteado en la Revisión de la cimentación en el estado actual, se determinaron las nuevas cargas que actúan en la base de la estructura y con ellas se obtendrían los nuevos esfuerzos en la masa de suelo.

- Condiciones de Trabajo de la nueva cimentación:

-Carga permanente más acciones variables con intensidad media (W_s):

$$W_E = 1686.9 + P_o P_o.cimentación = 2166.7 \text{ Ton.}$$

Area de la cimentación A = 197.21 m²
(ver Fig.5.5)



BAJADA DE CARGAS ESTATICAS A NIVEL P.B. CON
 CARGA VIVA CON INTENSIDAD MEDIA

REESTRUCTURACION

Fig. 5.5

Presión Total Transmitida:

$$W = W/A = 2166.7/197.21 = 10.98 \text{ Ton/m}^2$$

-Esfuerzo Total al nivel de desplante:

$$P_d = \gamma D;$$

$$P_d = 1.76 \times 3.70 = 6.512 \text{ Ton/m}^2$$

Como $W > P_d$, *Cimentación Parcialmente Compensada.*

Revisando las condiciones de presión en la masa de suelo bajo condiciones estáticas se tiene :

a) *Presión Uniforme.*

$$W = \frac{WE}{A} = 10.98 \text{ Ton / m}^2$$

b) *Incremento de esfuerzos por excentricidad.*

Concentración de esfuerzos en la orilla de la cimentación:

$$\Delta w_c = \frac{M_c}{I} \times x \quad ; \quad M_c = W_c \cdot e$$

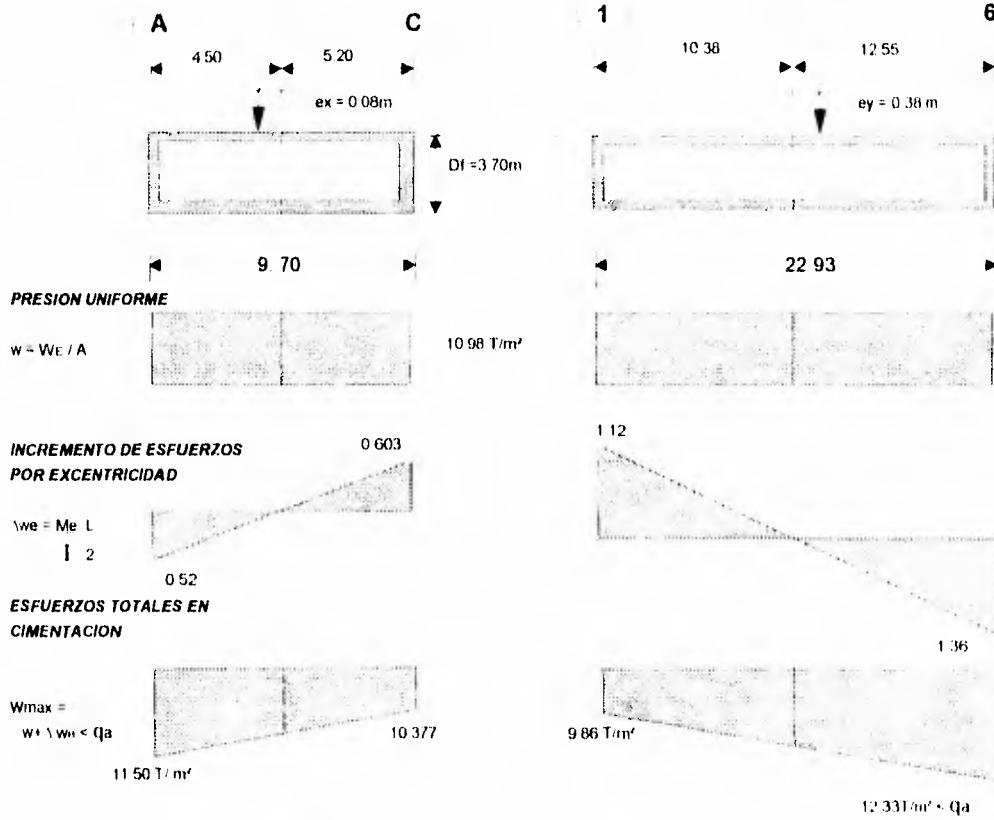
Cálculo de la excentricidad de cargas:

$$e_x = 4.42 - 4.5 = 0.08\text{m}$$

$$e_y = 10.76 - 10.38 = 0.38\text{m}$$

INCREMENTO DE ESFUERZOS POR EXCENTRICIDAD EN LAS CARGAS

(Reestructuración)



$$\Delta W_{ex} = \frac{M_c}{I_x} = \frac{173.3 \times 4.50}{1494.9} = 0.52 \text{ T/m}^2$$

$$= \frac{173.3 \times 5.2}{1494.9} = 0.603 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta W_{ey} = \frac{M_c}{I_y} = \frac{823.4 \times 10.38}{7617.18} = 1.12 \text{ T/m}^2$$

$$= \frac{823.4 \times 12.55}{7617.18} = 1.36 \text{ T/m}^2$$

Momentos estáticos:

$$M_e = 2100 \cdot (2 \times 0,10) = 420 \text{ T}\cdot\text{m}$$
$$M_o = 2100 \cdot (2 \times 0,30) = 840 \text{ T}\cdot\text{m}$$

Presión neta: La presión neta máxima transmitida localmente por la estructura W_n resulta:

$$W_n = W + \Delta W = P_d$$
$$= 10,98 + 1,36 = 12,34 \text{ T/m}^2$$

A) Condiciones Estáticas.

Bajo condiciones estáticas, deberá verificarse que la capacidad de carga, en cimentaciones parcialmente compuestas, cumpla que la presión neta transmitida W sea menor a la capacidad de carga admisible en el suelo q_a : $W < q_a$

$$q_a = (cN_c + \sigma N_q) (C_r + 0,1) = (2,6 \times 25 + 6,512 \times 15) (0,75 + 0,1)$$
$$= 142,52 \text{ T/m}^2$$

$c = 0,28 \text{ kg/cm}^2$, $N_c = 25$ (Eq. VII-6, Ref. 14)

$\phi = 41^\circ$, $N_q = 15$

$C_r = 0,75$, $FS = 4$

$$q_a = 142,52/4 = 35,63 \text{ T/m}^2$$

$$W_n = 12,34 \text{ T/m}^2 < q_a = 35,63 \text{ T/m}^2$$

cumple para condiciones estáticas.

B) Condiciones Sísmicas.

Para el diseño se considero la carga estática combinada con el sismo actuando con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y de un 30% de la otra dirección, sin factores de carga, y revisando que no se presenten tensiones ya que las cimentaciones con cajón son incapaces de soportar tensiones.

Esfuerzos inducidos por sismos. El incremento de esfuerzos en condición sísmica Δq se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta q_x = Mv_x [x_i/I_y + 0.3(y_i/I_x)]$$

Cálculo del incremento de esfuerzos bajo condición sísmica:

$$\begin{aligned}\Delta q_x &= Mv_x [y_i/I_x + 0.3(x_i/I_y)] \\ &= 5103.8 [(5.20/1494.9 + 0.3(12.5/7617.18))] = 20.2 \text{ T/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta q_y &= Mv_y [x_i/I_y + 0.3(y_i/I_x)] \\ &= 5661.5 [(12.55/7617.18 + 0.3(5.2/1494.9))] = 15.23 \text{ T/m}^2\end{aligned}$$

Revisando el esfuerzo límite en la orilla bajo condición sísmica a la compresión máxima

$$w_n + \Delta q_x \leq q_1$$

$$\Delta q_{sx} = 20.20 \text{ T/m}^2 ; \Delta q_{sy} = 15.23 \text{ T/m}^2$$

$$w_n + \Delta q_s \leq q_1$$

10.88 + 10.23 = 21.11 T/m \leq 22.5 T/m

Cumple.

Tensiones inducidas por sismo. Deberá verificarse que en la esquina con mayor descarga no se presenten tensiones, es decir, que el incremento sísmico sea menor que la presión total estática:

$$\Delta q \leq w - \Delta w$$

$$10.02 \text{ T/m} \leq 10.98 - 0.52 = 10.46 \text{ T/m}^2$$

Como se observa los esfuerzos generados en el suelo a nivel de cimentación, son menores debido a la disminución de niveles, ya que los momentos de volteo en el edificio se reducen significativamente, además de que existe un menor peso en la estructura.

11

VI.- CONCLUSIONES

El estudio realizado para la revisión y reestructuración del edificio de nueve niveles en la Cd. de Toluca Estado de México, fue descrito en sus diferentes capítulos de los cuales se puede concluir lo siguiente:

1.- Parece ser que sólo cuando existen temblores nos dedicamos a estudiar y a modificar nuestros reglamentos y criterios de diseño, es decir, que el conocimiento se da a jalones.

2.- La necesidad de revisar este edificio, surge a raíz del daño que sufrieron construcciones de este tipo lo que demuestra y comprueba la importancia de tener estructuras del grupo "A".

3.- La reestructuración del edificio es necesaria, debido a los cambios en los Reglamentos de Construcción, donde fueron modificados varios parámetros de diseño como el incremento de los coeficientes sísmicos y la reducción de los factores de comportamiento sísmico principalmente. Estos cambios influyen notablemente en la revisión de estructuras existentes ya que los requisitos de diseño actuales son mucho mayores a los que se usaron en un proyecto original.

Para el edificio en estudio el coeficiente sísmico de diseño calculado de acuerdo al reglamento vigente (1987 y 1993) es de 0.208, cuando el de proyecto (1970) fue probablemente de sólo 0.052, esto es, un incremento de 4 veces el valor original.

4.- El modificar la estructura de cualquier edificio, de acuerdo a los parámetros de diseño sísmico vigentes, implica evaluar varias soluciones de refuerzo, las cuales dependerán de las características del inmueble como son: ocupación, materiales, costos, factibilidad constructiva, etc.

El refuerzo elegido para la reestructuración del edificio, consistió en la adición de contraventeos de acero en las tramas principales de la estructura, ya que resultó ser la opción más viable al evaluar varios de los criterios de reestructuración como son el costo, facilidad constructiva, y compatibilidad de materiales existentes. La adición de contraventeos metálicos en lugar de muros de mampostería o muros de concreto reforzado ligados a la estructura, es debido a que los contraventeos tienen un mejor comportamiento ante eventos cíclicos (sismos), cosa que los muros de mampostería no, ya que son elementos muy rígidos capaces de absorber fuerzas laterales grandes pero presentan fallas frágiles ante tales efectos. Por otro lado los muros de concreto son elementos muy rígidos y son excelentes para contener los desplazamientos laterales por debajo de los máximos permitidos por los reglamentos vigentes, pero por su volumen y peso generarán efectos inerciales desfavorables tanto en la estructura como en la cimentación.

5.- El uso de contraventeos de acero economiza los trabajos de recimentación, ya que el peso generado por este concepto es menor al que se origina, por ejemplo, con el uso de muros de concreto. No obstante es necesario realizar también trabajos de recimentación, ya que existirán concentraciones de esfuerzos en la base de la construcción por la adición o modificación de elementos estructurales.

Probablemente la propuesta de disminución de niveles no sea una solución óptima por contradecir los criterios de reestructuración como es la funcionalidad y el espacio, sin embargo, la esbeltez que tiene el edificio y su peso influyen notablemente a nivel de cimentación donde los esfuerzos producidos en el terreno sobrepasan a los que es capaz de soportar, con los nuevos coeficientes sísmicos. En este caso podría pensarse en el empleo de sistemas de amortiguamiento en la estructura o en sus cimentación, sin embargo, este tipo de soluciones aún no son aplicables por su costo, además de que algunos se encuentran a nivel de investigación.

6.- Es conveniente realizar estudios complementarios y especializados para aquellas construcciones importantes, ya que la sola aplicación de parámetros de diseño indicados por la reglamentación vigente lleva a diseños bastante conservadores, en algunos casos, lo que se traduce en costos de construcción excesivos. El llevar a cabo estudios más precisos y detallados, como el de dinámica de suelos en el sitio de interés, resultan diseños más económicos ya que se tiene un mejor conocimiento de la respuesta que presenta el suelo ante efectos sísmicos. En la actualidad existen técnicas y métodos para definir los espectros de aceleraciones de campo libre para un sitio específico, en él se evalúan los efectos que tienen los depósitos de suelo con respecto a los movimientos del terreno firme, y las respuestas calculadas para la estratigrafía de ambos sitios con variaciones en rigidez de los diferentes estratos como en los espesores de los depósitos, se utilizan para definir empíricamente los espectros de campo libre para el sitio de interés. Este estudio se basa en un análisis basado en la teoría de vibraciones casuales que utiliza el método del elemento finito para resolver el problema de amplificaciones dinámicas. Con ello es posible definir un espectro de diseño único para el sitio de interés y no sólo las envolventes indicadas por el Reglamento, las cuales serán mayores.

7.- El uso del Reglamento de Construcciones para el Estado de México, implica el aplicar varios de los criterios de diseño sísmico para el Distrito Federal, ya que los coeficientes sísmicos usados en ambas regiones son similares. Sin embargo es conveniente realizar una carta de zonificación geotécnica para cada región del país susceptible a sismos, en donde también se realicen estudios de aceleraciones de campo libre para definir los espectros de diseño específicos para cada zona país, así como el llevar a cabo la instrumentación de más edificios.

VI.- RECOMENDACIONES.

El tipo de reestructuración que se elija dependerá de las características estructurales del edificio y de los materiales usados en la construcción, así como del daño que presente la estructura después de un sismo intenso. Se ha comprobado que los daños son menores si se toman en cuenta las indicaciones que sobre estructuración se recomiendan en el diseño sísmico de edificios como son: el tener poco peso en las estructuras, que sean sencillas, simétricas y regulares tanto en planta como en elevación, que sean uniformes en la distribución de resistencia y rigidez, que se considere en el análisis los efectos de la interacción suelo-estructura con el fin de ubicar los periodos del edificio dentro de los espectros de diseño. También es importante dedicar más tiempo al análisis estructural para comprender mejor el probable comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos.

Por último debe existir congruencia entre lo proyectado y lo construido, para ello los trabajos de adecuación de la estructuras, deben ir acompañados de un proceso constructivo. Para nuestro caso deberán preverse además sistemas de apuntalamiento y de aislamiento de los equipos existentes (contra polvo, agua, vibraciones por golpes etc.), previo a los trabajos de reestructuración. Así mismo durante la ejecución de los trabajos indicados, se deberán prever las dificultades imprevistas en su realización, y se tendrán que proponer soluciones viables durante la ejecución de la obra.

Dentro del procedimiento constructivo de la reestructuración que se propone, deberá seguirse un orden secuencial según lo vaya

peraltitud del transcurso de la obra, por lo que los trabajos a realizar quedarán divididos en las siguientes etapas:

1a. Etapa.- Trabajos Preliminares como apuntalamientos, demoliciones, retiro de escombros, tapias y protección de equipos.

2a. Etapa.- Trabajos de Recimentación. Adición de contraventeos construcción de dados de cimentación, impermeabilización.

3a. Etapa.- Retiro de muros de mampostería para la colocación de contraventeos metálicos.

4a. Etapa.- Colocación de contraventeos de acero de acuerdo a los planos estructurales y los planos de taller que se realicen durante la ejecución de la obra.

5a. Etapa.- Colocación de Acabados Arquitectónicos como muros divisorios, pintura, etc.

6a. Etapa.- Mantenimiento periódico de la estructura.

Así mismo es recomendable llevar a cabo nivelaciones periódicas en el edificio y en las construcciones vecinas, verificación de los períodos de la estructura al término de la obra, revisión general durante lapsos máximos de cinco años e inspecciones generales después de algún sismo intenso, y por último mantenimiento de pintura para evitar corrosión en los elementos estructurales existentes y nuevos.

11

- BIBLIOGRAFIA -

- 1.- "Reglamento de Construcción para el Estado de México"(RCEM)
(versión preliminar). Comité Nacional de Apoyo y seguimiento sobre Desarrollo Urbano y Seguridad Estructural. México, 1988.
- 2.- "Reglamenta de Construcciones del Municipio de Toluca."
Gaceta Municipal de la Ciudad de Toluca de Lerdo. Municipio de Toluca Estado de México, 5 de Septiembre de 1988.
- 3.- "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal."(RCDF).
Colección Leyes y Códigos de México. Edit. Porrúa. México, 1993.
- 4.- "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". *Compilación del Centro de Actualización Profesional "Alfonso Olvera Lopez" México, D.F. 1987.*
- 5.- Meli, R. "Diseño Estructural".
Edit. Limusa. México, D.F. 1991.
- 6.- Bazán, E. y Meli, R. "Manual de Diseño Sísmico de Edificios".
Edit. Limusa. México, D.F. 1990.
- 7.- Dowrick, D.J. "Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos."
Edit. Limusa. México, 1984.
- 8.- "Reto Sísmico". *Teléfonos de México S.A. de C.V. Editorial I.D.H. México, 1988.*

- 9.- Del Valle C., E. "Recomendaciones para el Diseño Sísmico con Base en las Experiencias de los Sismos de 1985".
Revista IARVYC, Vol. 23 Num. 176 Dic-Ene. 1986
- 10.- "Memoria de Cálculo interna del Departamento de Estructuras."
CONHSA. México, Noviembre 1991.
- 11.- Bowles, Joseph E. "Diseño de Acero Estructural."
Edit. Limusa. México, D.F. 1987.
- 12.- "Manual de Construcción en Acero."
Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. (IMCA).
Edit. Limusa. México, 1987.
- 13.- "Manual of Steel Construction (Allowable Stress Design)".
American Institute of Steel Construction Inc. (AISC).
9^a ed. Chicago USA, 1989.
- 14.- Juárez Badillo, E. "Mecánica de Suelos". (Tomos I y II).
Edit. Limusa. México, D.F. 1984.
- 15.- Holguín, E. Gutiérrez, C. "Diseño Geotécnico de Cimentaciones".
Edit. TGC Geotécnica S.A. México, D.F. 1992.
- 16.- "Experiencias Derivadas de los Sismos de Septiembre de 1985".
Fundación ICA. Edit. Limusa. México, 1988.
- 17.- "Diseño Sísmico de Estructuras de Acero para Edificios".
De Buen L., O. XIX Curso Internacional de Ingeniería Sísmica
DECTI-UNAM. México, D.F. Junio 1993.