

14  
2ej.

**RESPUESTA ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS DE UN EDIFICIO  
INSTRUMENTADO**

**LUIS ROBERTO FUENTES OLIVARES**

**TESIS**

**QUE SE PRESENTA A LA**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES**

**PLANTEL ARAGÓN**

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**como requisito para obtener  
el título de**

**INGENIERO CIVIL**

**DIRECTOR DE TESIS: DR. DAVID MURIÀ VILA**

**ARAGÓN, ESTADO DE MÉXICO, 1997**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

***A mi madre, Ma. del Carmen Olivares Ponce de León ( QEPD )  
y a mi padre, Luis Roberto Fuentes M.  
Gracias.***

**Reconocimientos:**

**Deseo agradecer al Instituto de Ingeniería de la UNAM las facilidades que se me brindaron para desarrollar esta tesis, así como la oportunidad para proseguir mi formación académica y profesional.**

**Agradezco a mi asesor, Dr. David Murià Vila, por la paciencia y dedicación puestas en la dirección de este trabajo, y por la orientación y enseñanza que de él he recibido.**

**Gracias a mis tíos, Mara y Alfredo Olivares Ponce de León, por su apoyo y sus valiosos consejos de ahora y siempre.**

**Mi agradecimiento a mi hermano Bernardo, por su solidaridad.**

## **ÍNDICE GENERAL**

### **I. INTRODUCCIÓN**

- I.1 Descripción del problema**
- I.2 Investigaciones teórico-experimentales previas y en curso**
- I.3 Objetivos.**

### **II. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA**

- II.1 Criterios de selección de la estructura a estudiar.**
- II.2 Estructura original.**
- II.3 Solicitaciones y daños**
- II.4 Reestructuración**
- II.5 Instrumentación de la estructura**
- II.6 Características del sistema suelo-estructura determinadas experimentalmente**

### **III. MODELACIÓN MATEMÁTICA**

- III.1 Programa de análisis utilizado**
- III.2 Consideraciones de análisis**
- III.3 Modelos calibrados para reproducir los efectos de vibración ambiental**
- III.4 Modelos calibrados para reproducir la respuesta sísmica**
- III.5 Modelos ingenieriles para reproducir la respuesta sísmica**
- III.6 Resultados de los modelos para reproducir efectos de vibración ambiental**
- III.7 Resultados de los modelos calibrados para reproducir respuesta sísmica**
- III.8 Resultados de los modelos ingenieriles para reproducir respuesta sísmica**

### **IV. RESPUESTA ESTRUCTURAL**

- IV.1 Generalidades**
- IV.2 Respuesta estructural ante sismos de pequeña intensidad.**
- IV.3 Respuesta estructural ante sismos de moderada intensidad.**

### **V. COMENTARIOS FINALES**

**Referencias**

**Tablas**

**Figuras**

## **I. INTRODUCCIÓN**

### **I.1 Descripción del problema.**

Los sismos de septiembre de 1985 han sido los que mayor impacto han tenido en la historia reciente sobre la población de nuestro país, especialmente entre la comunidad de ingenieros y científicos interesados en el estudio de los movimientos telúricos y sus efectos sobre las edificaciones e instalaciones de equipamiento urbano.

Para los especialistas en ingeniería estructural, el análisis de lo ocurrido reveló que pese al gran número de construcciones existentes en la ciudad de México ( cerca de dos millones), las edificaciones colapsadas o severamente dañadas representaron un porcentaje minoritario ( Del Valle *et al.*, 1988 ). También se observó que un elevado número de las estructuras colapsadas o muy dañadas se concentran en una superficie de aproximadamente 43 km<sup>2</sup> , en su mayor parte comprendida dentro de la zona de terreno blando del D.F. (Del Valle *et al.*, 1988). Asimismo, en proporción al número de construcciones existentes en el área mencionada, los edificios más afectados por los sismos fueron aquéllos estructurados a base de columnas y losas planas o reticulares de concreto reforzado, cuyo número de niveles variaba entre seis y quince ( Rosenblueth y Meli, 1986 ).

En esta situación, se dió la necesidad de revisar los criterios de diseño de estructuras sismorresistentes, por lo que se incrementaron las investigaciones sobre el comportamiento dinámico de edificios, las cuales deben conducir a prácticas de diseño más eficientes.

En el estudio del comportamiento dinámico de estructuras, la problemática radica en las incertidumbres asociadas a la determinación de tres aspectos: características de los sismos, propiedades dinámicas de los sistemas suelo-

estructura y respuesta de las estructuras ante excitaciones sísmicas. El análisis de las características de un movimiento sísmico, que son potencialmente dañinas para las estructuras ( duración, amplitud y frecuencia), es muy complejo debido a que éstas varían durante un mismo temblor, y de un temblor a otro, por lo que cada sismo y sus efectos en las estructuras es diferente a los demás. Las incertidumbres en las propiedades dinámicas del sistema suelo-estructura se presentan al evaluar las propiedades de los elementos estructurales, al aparecer comportamiento inelástico, al participar elementos no estructurales en la rigidez y resistencia del sistema, así como al evaluarse las propiedades dinámicas del suelo y los efectos de interacción suelo-estructura ( ISE ). Las incertidumbres que hay sobre como afectan los sismos a las estructuras se deben, a que la respuesta de éstas ante excitaciones sísmicas está en función de las características dinámicas del sismo (duración, amplitud y frecuencia), de las características del sistema estructural ( masa, rigidez, resistencia, y ductilidad) y de las características del suelo ( efectos ISE, amplificación de ondas, etc ), las cuales varían a lo largo del sismo; esto conduce generalmente a que las estructuras se degraden, y a que su período natural de vibración cambie a medida que sufren daño.

Actualmente, una importante línea de investigación en la ingeniería sísmica, es el estudio de la respuesta sísmica de estructuras instrumentadas, tema sobre el que se han realizado diversas investigaciones para calibrar modelos analíticos. En las siguientes secciones de este capítulo se describen algunos de estos trabajos.

## **1.2 Investigaciones teórico experimentales previas y en curso.**

### **1.2.1 Investigación de A.J. Durrani.**

**A.J. Durrani y sus colegas ( Durrani *et al.*,1994 ) han desarrollado una serie de investigaciones para evaluar la respuesta sísmica de un edificio a base de losas**

planas de concreto reforzado. El objetivo de su trabajo es comparar la respuesta medida en un edificio instrumentado con acelerógrafos ante el sismo de Loma Prieta, Cal. del 17 de octubre de 1989, --mismo que provocó al edificio aceleraciones máximas de 362 gal en la azotea, pero que no provocó daño estructural aparente--, con la calculada por tres métodos analíticos, y evaluar el grado de aproximación de éstos últimos.

Los métodos analíticos usados son: identificación de sistemas, modelos matemáticos tridimensionales dinámicos y modelos matemáticos tridimensionales estáticos. Tanto los modelos dinámicos como los estáticos suponen comportamiento lineal de la estructura, y se fundamentan en la técnica de elemento finito. La técnica de identificación de sistemas se usa para obtener la variación de las frecuencias naturales de vibración del edificio durante el evento sísmico, los coeficientes de amortiguamiento, las formas modales y las historias de distorsión de entrepiso del edificio. Los modelos matemáticos se usan para obtener analíticamente las frecuencias de vibración del edificio y su variación en función de la masa y el agrietamiento en los elementos estructurales, --el cual se representa como un decremento en sus rigideces--, para obtener las formas modales, las historias de distorsión de entrepiso, las envolventes de desplazamiento y las fuerzas cortantes basales máximas. Entre los puntos que destacan los autores sobre las características del edificio que estudiaron se tiene: es un edificio de nueve pisos, de concreto reforzado con cimentación superficial; se resisten las cargas verticales mediante losas de concreto pretensado; las fuerzas laterales se resisten principalmente con muros de concreto a cortante, que forman el cajón de elevadores.

### 1.2.2 Investigación en el Instituto de Ingeniería

A partir de los sismos de 1985, el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha propuesto un conjunto de proyectos de investigación, cuya finalidad es ampliar el conocimiento existente sobre el comportamiento dinámico real de diversos



sistemas estructurales, --particularmente aquéllos que resultaron más afectados por los sismos mencionados, como el de losas reticulares sostenidas por columnas de concreto reforzado--, interactuando con diferentes tipos de suelo, con objeto de plantear consideraciones de análisis y diseño que permitan soluciones estructurales más confiables y económicas.

En 1991, el Instituto de Ingeniería ( Meli *et al.*, 1994 ) inició un proyecto para estudiar la respuesta sísmica de edificios altos desplantados sobre terreno blando, y estructurados con losas reticulares y columnas de concreto reforzado.

En las etapas iniciales de la investigación se seleccionó un edificio representativo del sistema estructural por estudiar, y una vez elegido éste, se efectuaron estudios para determinar las propiedades del sistema suelo-estructura. Con base en los estudios preliminares se preparó un programa de pruebas y mediciones para establecer las propiedades dinámicas del edificio, y se diseñó una instrumentación adecuada para estudiar fenómenos como la amplificación de ondas sísmicas en el subsuelo, efectos ISE, y comportamiento lineal y no lineal del edificio.

En etapas posteriores de la investigación se han desarrollado y calibrado modelos analíticos de la estructura, para reproducir su respuesta ante diversas sollicitaciones; al comparar los resultados teóricos con los experimentales se evalúan las consideraciones de análisis y se determinan los modelos representativos.

Para la investigación descrita se seleccionó un edificio de 14 niveles ubicado en la colonia Roma de la ciudad de México, al cual se le denomina edificio Jal.

En el edificio se instalaron 11 acelerógrafos, y 3 más en el terreno circundante. Desde 1993 ésta instrumentación ha registrado varios eventos sísmicos, entre ellos los ocurridos el 10 de diciembre de 1994 y el 14 de septiembre de 1995.

### **1.3 Objetivos .**

Como puede entenderse al evaluar las implicaciones del problema a tratar, y al revisar los trabajos previos que se han desarrollado en torno a éste, el objetivo general de las investigaciones actuales sobre este tema es comprender los mecanismos que rigen la respuesta dinámica de una estructura, y cómo evoluciona dicha respuesta a medida que la estructura se ve afectada por sismos de diversa intensidad.

En este contexto, y teniendo en cuenta que los modelos matemáticos son uno de los medios para estudiar la respuesta dinámica que presenta una estructura, se propone como objetivo de esta tesis desarrollar el modelo matemático de un edificio instrumentado (edificio Jal), capaz de reproducir la respuesta que éste presenta en su condición actual ante sismos de pequeña y moderada intensidad, así como servir de base para el estudio de posibles condiciones futuras del edificio, derivadas de nuevas solicitaciones sísmicas.

El modelado matemático que se desarrollará se basa en la hipótesis de **comportamiento lineal de la estructura.**

**Esta tesis se apoya en los resultados experimentales obtenidos a lo largo de la investigación desarrollada por el Instituto de Ingeniería para estudiar los efectos de sitio y la respuesta estructural del edificio Jal ( Meli et al., 1994 ).**

## **II. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA**

### **II.1 Criterios de selección de la estructura a estudiar.**

Para realizar el proyecto descrito en la sección I.2.2, se buscó un edificio que cumpliera con los siguientes criterios ( Meli *et al.*, 1994 ):

- Estar ubicado en la zona de máxima amplificación de las ondas sísmicas en el Valle de México
- Tener características dinámicas que propicien una respuesta muy alta ante la aceleración del terreno
- Tener una estructura muy común, representativa de los edificios altos que hay en el D.F., preferentemente de concreto reforzado y cimentado con pilotes de fricción
- Estar estructurado en forma sencilla, regular y simétrica, para requerir un mínimo de instrumentos en el estudio
- Contar con la documentación técnica completa sobre el proyecto estructural
- Facilidad de acceso para colocar y operar los instrumentos continuamente.

Inicialmente se seleccionó un grupo de 50 edificios que parecían aptos para el proyecto; después de evaluar las condiciones particulares de cada edificio, y de hacer pruebas preliminares en tres de ellos, se optó por el edificio Jal, sobre el que se ha desarrollado la investigación sintetizada en la sección I.2.2.

### **II.2 Estructura**

El edificio Jal consta de un cuerpo principal de 14 niveles y un cuerpo anexo de 3 niveles ( fig 1 ). Ocupa un área de 20 m de ancho por 40 m de largo; al cuerpo

principal corresponde un área de 32.45 por 20 m; el cuerpo anexo se encuentra ligado al principal únicamente por la losa de fondo del cajón de cimentación ( en el nivel del sótano), en los otros dos niveles ambos cuerpos están separados por una junta constructiva de 15 cm de espesor ( fig 1 ). Los tres niveles inferiores del edificio están destinados a estacionamiento y los restantes a oficinas. Los niveles de estacionamiento tienen una altura libre variable entre 2.6 y 4.4 m Los niveles de oficinas tienen una altura fija de entrepiso de 3.15 m. Los claros y posiciones relativas de los elementos estructurales aparecen en la fig 2.

La estructura del edificio Jal está resuelta mediante losas reticulares y columnas de concreto reforzado, que forman marcos en las direcciones longitudinal y transversal. Las losas reticulares junto con las columnas toman las cargas verticales; el muro de concreto que forma el cajón de elevadores sirve para tomar parte de la carga lateral, y otra parte la toman los marcos rígidos.

El sistema de piso está compuesto de una losa reticular uniforme, con un peralte constante de 45 cm de los cuales 40 cm corresponden a las nervaduras y 5 cm a la sección en compresión; los casetones son de 60 por 60 cm. La losa está reforzada en las zonas de intersección con las columnas por capiteles cuyas dimensiones varían en función de las dimensiones de las columnas.

El cajón de elevadores, que se ubica casi al centro del edificio ( fig 2 ), está formado por un muro de concreto de 20 cm de espesor, formando una sección en "C". Los cubos de escaleras están formados por muros de mampostería de tabique rojo macizo; en los claros AB, BC, CD, DE y EF de los ejes 1 y 4, se colocaron originalmente muros de mampostería, reforzados por un castillo al centro del claro y una dala a la mitad de la altura del muro.

Se tienen varias secciones transversales de columnas ( fig 4 ); en éstas, el refuerzo longitudinal se colocó en paquetes de varillas en las esquinas; la cantidad y disposición del refuerzo transversal se puede ver en la fig 4.

Al construir el edificio, las especificaciones del proyecto indicaban emplear concreto con un  $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$  en los primeros siete niveles,  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  para los cuatro siguientes, y de un  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  en los últimos 3 niveles.

En el desarrollo del proyecto de investigación en el edificio Jal ( Meli *et al.*, 1994 ), se efectuaron ensayos no destructivos y semi-destructivos para determinar las propiedades mecánicas de los elementos estructurales. Los ensayos no destructivos fueron pruebas con esclerómetro para determinar la uniformidad y calidad del concreto, y pruebas de velocidad de pulso para estimar la resistencia. Los ensayos semidestructivos fueron pruebas de resistencia a compresión aplicadas a núcleos de concreto extraídos de los elementos estructurales.

Se determinó con base en los datos de los ensayos de resistencia a compresión en los núcleos, que el concreto tiene un  $f'c$  de  $314 \text{ kg/cm}^2$  del sótano al séptimo nivel, y un  $f'c$  de  $272 \text{ kg/cm}^2$  del octavo al último nivel. Los módulos de elasticidad, determinados en el mismo procedimiento, se estimaron en  $143000 \text{ kg/cm}^2$  y en  $134000 \text{ kg/cm}^2$  , para los niveles inferiores y superiores respectivamente. Las resistencias a compresión y módulos de elasticidad así determinados son válidos para condiciones de altos niveles de esfuerzo.

Con base en las pruebas de velocidad de pulso efectuadas en elementos estructurales del edificio, se determinaron valores de módulos de elasticidad del concreto. Se estimó que para los primeros niveles el módulo de elasticidad es

196000 kg/cm<sup>2</sup>, y para los niveles superiores alcanza 171000 kg/cm<sup>2</sup>. Estos módulos son válidos para condiciones de bajos niveles de esfuerzo.

El edificio descansa sobre un cajón de cimentación de 33 m de alto ( fig 3 ), el cual a su vez transmite las cargas a un conjunto de 54 pilotes de fricción de sección triangular de 60 cm de lado y 28 m de longitud, distribuidos en planta como se indica en la fig 5 . Además existen 10 pilotes de sección cuadrada de 40 cm de lado, y 26 m de longitud, colocados sin hacer contacto con el cajón de cimentación, desde una profundidad de 9 m.

El suelo que soporta a la estructura es arcilla blanda. Los estratos de suelo blando tienen un espesor de 31 m y los depósitos profundos se localizan a unos 38.5 m de profundidad.

El cajón de cimentación está formado por una losa reticular de 80 cm de peralte, de los cuales 75 cm pertenecen a nervaduras y 5 cm a la losa maciza. Los casetones son de 60 por 60 cm. Los muros que encierran al cajón de cimentación son de 20 cm de espesor, la losa tapa está formada por una losa reticular como la de los otros pisos.

### **II.3 Solicitaciones y daños.**

El edificio Jal fue construido en 1981. Los sismos de septiembre de 1985 le provocaron daños no estructurales notables, y daños estructurales moderados. El daño estructural consistió de agrietamiento por cortante de algunas columnas. Las losas presentaron agrietamiento por flexión, principalmente en las nervaduras. El daño no estructural más grave fue el agrietamiento de los muros de mampostería. Posteriormente, el edificio ha sido afectado por varios eventos sísmicos, los cuales han contribuido al incremento y la acumulación del daño.

Después de 1985, las solicitaciones más importantes que afectaron al edificio fueron los sismos de abril de 1989, 10 de diciembre de 1994 y del 14 de septiembre de 1995. Los eventos sísmicos registrados en la instrumentación de la estructura durante la investigación desarrollada por el Instituto de Ingeniería ( Murià *et al.*, 1995 ), y que se utilizan en este trabajo se enumeran en la tabla 1.

#### **II.4 Reestructuración.**

Tras los sismos de 1985 fue necesario reestructurar el edificio Jal para limitar la amplitud de los desplazamientos permitidos por la flexibilidad de la estructura, y prevenir más daños.

La reestructuración consistió del encamisamiento de las 6 columnas centrales del edificio ( fig 4 ), y la sustitución de los muros de mampostería de los claros extremos en los ejes 1 y 4, por muros de concreto reforzado de 15 cm de espesor ( fig 6 ).

Del encamisado de las columnas centrales resultaron las secciones de columnas que se indican en la fig 4. Los muros de concreto se anclaron únicamente a las caras superiores de las losas.

Las losas reticulares no se repararon, y la cimentación no se modificó.

#### **II.5 Instrumentación de la estructura.**

Para los estudios en el edificio Jal se utilizaron dos conjuntos de instrumentaciones: uno temporal para las pruebas de vibración ambiental (

**Murià-Vila et al., 1997 ) y uno permanente para los registros sísmicos ( Meli et al., 1994 ).**

**En las pruebas de medición ambiental se busca identificar las frecuencias naturales y los modos de vibrar, así como las fracciones de amortiguamiento crítico de la estructura.**

**En las pruebas de vibración ambiental se utilizan acelerómetros colocados en ocho puntos de medición; los movimientos vibratorios captados se transmiten a través de cables a un equipo de amplificación, filtrado y conversión de la señal ( de analógica a digital), de donde ésta se transfiere a una microcomputadora en donde se almacena.**

**La ubicación de los puntos de medición cambia, esto con objeto de captar información de la superestructura, la cimentación o el suelo.**

**Para obtener los registros sísmicos la instrumentación instalada en el edificio Jal se compone de 14 acelerógrafos triaxiales. Se colocaron un acelerógrafo en el nivel del terreno ( campo ), cuatro en el sótano, cuatro en los niveles 6 y 11, tres en la azotea y dos en pozos profundos bajo la cimentación del edificio ( ver fig 7 ).**

**La instrumentación de la estructura fue diseñada para conseguir:**

- Registros del comportamiento real de la estructura**
- Un panorama amplio de como se desarrolla la interacción suelo-estructura**
- Información sobre el tránsito y la amplificación de ondas sísmicas a través del suelo.**



## **II.6 Características del sistema suelo-estructura determinadas experimentalmente**

Las mediciones de vibración ambiental que se desarrollaron en el proyecto del edificio Jal ( Murià-Vila *et al.*, 1997 ), aportaron la información requerida para identificar las frecuencias naturales, modos de vibración y fracciones de amortiguamiento crítico del edificio.

Las frecuencias de vibración de la estructura identificadas con la información experimental aparecen en la tabla 2. Entre las primeras dos pruebas de vibración ambiental hubo una disminución en las frecuencias de vibración de la estructura, principalmente en los componentes de torsión y longitudinal . Tales cambios se detectaron después de la ocurrencia de los sismos de mayo y octubre de 1993. Entre la segunda y tercera pruebas de vibración ambiental también se observó que las frecuencias de la estructura disminuyeron. Entre estas dos pruebas se presentó el evento sísmico del 10 de diciembre de 1994. De la tercera a la cuarta pruebas de vibración ambiental no se registraron cambios significativos en las frecuencias de vibración de la estructura.

Los valores de las fracciones de amortiguamiento crítico estimadas para el edificio varían entre 0.03 y 0.08 ( Murià-Vila *et al.*, 1997 ).

Se encontró que la frecuencia dominante del suelo es de 0.5 Hz.

## **III. MODELACIÓN MATEMÁTICA**

### **III.1 Programa de análisis utilizado**

**Para llevar a cabo la modelación matemática del sistema suelo-estructura en estudio, se usa el programa de análisis estructural ETABS (Habibullah, 1995).**

Este programa es de uso común en la práctica profesional porque está orientado al análisis y diseño de edificios, permite el análisis tridimensional de estructuras, realiza cálculos en el rango elástico del comportamiento de los materiales y se basa en un planteamiento matricial.

El programa tiene como principales hipótesis de trabajo las siguientes:

a) La estructura se puede representar como un solo marco o un conjunto de marcos bidimensionales, o como un conjunto de marcos tridimensionales

b) En los niveles de piso que se definan, existen diafragmas infinitamente rígidos en su propio plano ( horizontal ), por lo cual todas las uniones viga-columna ligadas a un mismo diafragma rígido tienen el mismo desplazamiento en traslación.

Además de tener opciones para modelar los elementos estructurales más comunes como son: columnas, trabes, muros y diagonales, este programa permite usar secciones transversales variables a lo largo de los elementos estructurales, cuenta con opciones para tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura --esto a través de las seis rigideces de un elemento resorte--, y con recursos para considerar el amortiguamiento lineal de traslación en la base de las estructuras, aunque no se permiten amortiguamientos rotacionales. Asimismo, se tiene la facilidad de modelar rampas o losas inclinadas con elementos placa.

### **III.2 Consideraciones de análisis**

En este trabajo se realizaron modelos matemáticos del edificio Jal para estimar las frecuencias naturales de vibración de la estructura con distintas configuraciones de masa-rigidez, y para calcular la respuesta de ésta ante sismos de pequeña y moderada intensidad. Además de ésta información, con los modelos matemáticos se pueden detectar las formas modales, los factores de participación y de dirección modal, elementos mecánicos , cortantes basales, historias de desplazamiento, velocidad y aceleración de pisos, etc.

Los modelos elaborados se dividen en dos grupos: modelos ingenieriles y calibrados.

Los modelos ingenieriles se construyen asumiendo las hipótesis más comunes de la práctica profesional para elaborar modelos con fines de diseño estructural.

Los modelos calibrados se construyen evaluando las consideraciones de análisis necesarias para poder determinar con mejor aproximación la respuesta estructural.

Los parámetros estructurales que mayor relevancia tienen para estudiar la respuesta del edificio Jal son:

- Módulos de elasticidad
- Comportamiento de los muros de concreto
- Agrietamiento de elementos estructurales
- Efectos de interacción suelo-estructura
- Muros de mampostería

La consideración de estos parámetros marca la diferencia entre los modelos calibrados y los modelos ingenieriles.

Como a lo largo del proyecto del edificio Jal se han realizado diferentes modelos de la estructura ( Murià-Vila *et al.*, 1995 ), se notó la conveniencia de estudiar los modelos existentes, particularmente los que mejor han estimado la respuesta sísmica del sistema para temblores anteriores.

Las principales consideraciones empleadas en modelos existentes son:

- a) Se utiliza un solo marco tridimensional para modelar todo el edificio
- b) En cada piso se emplea un diafragma rígido
- c) El centro de masas de cada nivel se ubica en el centro geométrico del nivel respectivo. Las masas se calcularon conforme a las cargas vivas reales.
- d) En los modelos de vibración ambiental se utilizan los módulos de elasticidad para bajos niveles de esfuerzo.
- e) En los modelos de respuesta sísmica se toman los módulos de elasticidad para altos niveles de esfuerzo.
- f) Todas las secciones de columnas se tomaron conforme a lo indicado en planos existentes
- g) Para representar la rigidez de las losas encasetonadas se tomó en cuenta el criterio del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal ( NTC-C-1993 ) el cual especifica considerär un ancho de losa que proporciona rigidez equivalente a la de una trabe
- h) Se supusieron las zonas rígidas de la unión viga-columna como efectivas en un 50 % de su longitud, lo cual concuerda con criterios adoptados en otras investigaciones ( Horvilleur *et al.*, 1995 ).
- i) Para representar los muros de mampostería se utilizan diagonales equivalentes ( Bazán y Meli, 1992 ).
- j) Se tomó en cuenta la interacción suelo-estructura.

## **k) Los muros de concreto se modelan como diagonales equivalentes**

En los modelos desarrollados en este trabajo, se emplean consideraciones semejantes a las efectuadas en los modelos ya existentes, a excepción de las mencionadas en los 3 últimos incisos de la sección anterior, las cuales sufrieron modificaciones importantes. A continuación se presenta una descripción más detallada de las hipótesis asumidas en los modelos, tanto las que se modificaron con respecto a los modelos existentes, como las que se mantuvieron sin cambio.

### **1) Zonas Rígidas.**

La zona rígida se define como la distancia del centro de la unión viga-columna al paño de la misma. Si se considera que la unión viga-columna es 100% rígida, se subestiman las deformaciones en los elementos estructurales, y si se toman como 100% flexibles, se sobreestiman tales deformaciones ( Habibullah, 1995 ).

En el artículo de Horvilleur *et al.*, 1995, se demuestra porque se deben considerar las uniones viga-columna como rígidas solo en un 50% de su longitud, este criterio fue el que se adoptó en el análisis.

En todos los modelos se consideran, en los niveles de piso, la existencia de diafragmas infinitamente rígidos en el plano horizontal.

### **2) Masa del edificio.**

Los pesos volumétricos empleados son los comúnmente adoptados en la práctica profesional. Las masas se calcularon con base en cargas vivas reales.

Para calcular el momento de inercia de masa se consideró a los muros y pretilas como masas linealmente distribuidas, a las columnas como masas concentradas y a las losas como masas uniformemente repartidas. Las distancias de los

centros de las masas el eje vertical se tomaron lo más apegado posible a las distancias reales.

Las masas de cada nivel fueron calculadas automáticamente por el programa, así como el momento de inercia de masa ( con respecto a un eje vertical que pasa por el centroide del nivel ), y la posición del centro de masas de cada nivel. Los resultados se cotejaron utilizando una hoja de cálculo, para verificar dicho paso del análisis.

### 3) Módulos de Elasticidad

Los módulos de elasticidad del concreto que se emplearon en los modelos son los que se determinaron experimentalmente . Sus valores son:

- Bajos niveles de esfuerzo:

$$E=196000 \text{ kg/cm}^2$$

Para los primeros siete niveles

$$E=171000 \text{ kg/cm}^2$$

Para los niveles superiores

- Altos niveles de esfuerzo:

$$E=143000 \text{ kg/cm}^2$$

Para los primeros siete niveles

$$E=134000 \text{ kg/cm}^2$$

Para los niveles superiores

El valor del módulo de elasticidad de la mampostería se cambió con respecto a los modelos anteriores, reduciéndose de 30000 kg/cm<sup>2</sup> a 9100 kg/cm<sup>2</sup>, esto con base en resultados experimentales recientes sobre las propiedades mecánicas de la mampostería ( Alcocer *et al.*, 1996 ).

### 4) Losas.

Para estimar adecuadamente la rigidez de las losas se optó por usar el criterio de trabe de ancho equivalente, con objeto de estimar el ancho de una franja de losa que trabaja como viga a flexión. Se usó el criterio del RCDF ( NTC-C-DF,

1993 ) de  $C2 + 3H$ , en donde  $C2$  es el ancho de la columna medido en dirección perpendicular a la dirección analizada, y  $H$  es el espesor de la losa.

Como en el edificio se tienen claros limitados por columnas de diferentes dimensiones,  $C2$  se calculó, para cada claro, como el promedio de las dimensiones de las columnas en los extremos del mismo.

Ya que las dimensiones de las columnas varían de claro a claro, y entre los diversos niveles, se realizó un agrupamiento para reducir el número de secciones transversales a usar en los modelos.

Los capiteles, que refuerzan las losas en donde éstas se intersectan con las columnas, también varían en función de las dimensiones de las columnas, y más aún, la proporción de su longitud con respecto a la longitud total del claro varía de claro en claro. Esto forzó a un agrupamiento, para tener un número manejable de propiedades variables de trabes a emplear en los modelos.

Para considerar el agrietamiento observado en las losas, se usó el criterio de la sección transformada. Como el agrietamiento de las losas no es uniforme, es imposible discretizar el grado de agrietamiento de todas las secciones, por lo cual se asumió que o bien todas estaban indemnes, o por el contrario todas estaban agrietadas.

## 5) Columnas

En la mayoría de los modelos las columnas se modelan sin agrietamiento. Sin embargo, en algunos de los últimos modelos se tomó en cuenta el agrietamiento sufrido por algunas de las columnas de la parte posterior del edificio en los dos niveles inferiores. Debido a la disposición en paquetes de varillas del acero de refuerzo longitudinal, y por las concentraciones de éstos

en los vértices de la sección, las secciones agrietadas tienen un momento de inercia casi igual que las secciones brutas.

Por otra parte, en los niveles de estacionamiento, existen columnas cuyos desplazamientos laterales no están restringidos en algún nivel por losas de piso, esto debido al escalonamiento de las plantas inferiores ( fig 1 ). Para modelar esta situación se emplea una opción del programa que permite desconectar la columna de aquél diafragma rígido que no le restringe sus movimientos.

#### **6) Muros de mampostería**

En el modelo básico los muros de mampostería se modelaron como paneles, y se permitió el acoplamiento entre estos y las columnas adyacentes.

En los demás modelos, como los muros de mampostería contribuyen principalmente a la resistencia y rigidez de la estructura ante cargas laterales, estos se modelaron como muros diafragma; en los modelos existentes se representó la rigidez proporcionada por los muros de mampostería con diagonales equivalentes ( Bazán y Meli, 1992 ). Al revisar las propiedades de esas diagonales para estimar la variación que tendrían al usar el nuevo valor del módulo de elasticidad, se encontró que dados los claros existentes en el edificio, en varios casos los muros no cumplen con las condiciones de relaciones de aspecto especificadas para aplicar el mencionado criterio. Por este motivo, se elaboraron modelos de elemento finito para estimar los anchos equivalentes adecuados para las diagonales.

**Para determinar el ancho de la diagonal equivalente de un muro diafragma, se procedió como se detalla a continuación ( Gamboa y Murià-Vila, 1996 ). En un programa de elemento finito ( Wilson y Habibullah, 1989 ) , se prepararon dos modelos, —consistentes en un marco plano de 3 niveles con un solo claro, de**



longitud, altura y confinamiento consistentes con las condiciones del muro analizado---, el primero con muros confinados modelados con elementos placa, el segundo con muros representados por elementos barra en diagonal y articulados a los marcos que lo confinan; para la determinación de las diagonales equivalentes de cada muro se ajustaron sus secciones transversales hasta que la distorsión de entrepiso, producida por una carga lateral triangular, era prácticamente igual en los dos modelos.

Los anchos de diagonal equivalente obtenidos con los criterios de la referencia de Bazán y Meli ( 1992 ) y con modelos de elemento finito indican que, con los modelos se llega a valores de áreas transversales de diagonales 27% mayores en promedio.

#### 7) Muros de concreto.

Los muros de concreto, tanto de las fachadas laterales como los que forman el cajón de elevadores se modelaron como paneles, opción que considera al muro capaz de resistir cargas verticales y laterales.

Para evitar el acoplamiento entre los muros de concreto y las columnas adyacentes, los primeros se modelaron con ayuda de líneas de columnas ficticias, ubicadas en los paños de las columnas reales, lo que permite estimar adecuadamente la longitud del muro, e impedir que el programa de análisis considere al muro y a las columnas adyacentes como una sola unidad, asignando al conjunto una rigidez excesiva.

Por su parte, a los muros del cajón de elevadores se les considera que trabajan formando una sola unidad ( sección en "C" ).

**En las observaciones del edificio se notó la presencia de agrietamiento en los muros de concreto, por lo que en los modelos más refinados se tomó en cuenta**

este agrietamiento con el criterio de la sección transformada; en los muros de las caras laterales se redujo la inercia de la sección, pero en el cajón de elevadores la inercia casi no disminuyó.

Los muros de concreto de las caras laterales del edificio no están perfectamente confinados y anclados a otros elementos estructurales ( fig 6 ), por lo que en algunos de los modelos más refinados se estudió el comportamiento de la estructura modelando estos como muros diafragma. Para lograr lo anterior, los muros se representan con diagonales. Para determinar el ancho de la diagonal equivalente de un muro diafragma, se siguió el mismo procedimiento que se explicó para los muros de mampostería.

#### 8) Pretiles

Existen en la parte frontal del edificio, en los niveles de estacionamiento, pretiles de concreto de 90 cm de peralte y 10 cm de espesor, los cuales se colaron monolíticamente con la losa, y que por su posición y refuerzo, incrementan la rigidez a flexión de las trabes equivalentes, con las que se considera que trabajan formando una sola unidad. La existencia de estos pretiles restringe el desplazamiento de las columnas y limita su longitud a flexión. Los pretiles no se modelaron explícitamente como elementos estructurales, pero su contribución en rigidez si se tomó en cuenta.

#### 9) Escaleras

Las escaleras se modelaron con elementos diagonales, a los que se asignaron las propiedades de la sección transversal equivalentes de las rampas de concreto que las forman.

#### 10) Rampas

Las rampas también se modelaron como diagonales equivalentes, asignando a estas las propiedades de la sección transversal de las losas de concreto.

Solamente se presenta un modelo ( J2MR ) en el que se incluyen las rampas modeladas con elementos placa, ya que se observó en modelos anteriores que el programa asigna una rigidez excesiva a tales elementos ( Peña, 1996 ).

#### 11) Interacción suelo-estructura ( ISE ).

Dadas las características del suelo en que se desplanta el edificio Jal, la interacción suelo-estructura debe evaluarse, y tomarse en cuenta al hacer el modelo matemático de la estructura.

Desde 1987 en el RCDF ( Rosenblueth y Reséndiz, 1988 ), se incluye un conjunto de expresiones para tomar en cuenta los efectos ISE en la estimación del período fundamental de las estructuras. Con tales expresiones se pueden evaluar las rigideces de traslación y cabeceo con respecto a los ejes longitudinal y transversal en planta, de la cimentación de la estructura ( fig 8 ).

Por otra parte, durante la investigación desarrollada por el Instituto de Ingeniería y el Politécnico de Milán, se realizaron estudios sobre los efectos ISE y otros fenómenos del subsuelo en el que se desplanta el edificio Jal; en estos estudios se hicieron estimaciones de las rigideces y amortiguamientos asociados a los efectos ISE en tres componentes de traslación y de rotación. Se usó un programa de análisis ( Novak, 1988 ), que sirve para calcular la respuesta de cimentaciones rígidas ante cargas dinámicas, y que se fundamenta en los criterios desarrollados por M. Novak, para tomar en cuenta factores como la estratigrafía del subsuelo, la formación de zonas débiles en torno a la cimentación, etc.

En este trabajo se calcularon las rigideces asociados a los efectos ISE en el edificio Jal con las expresiones del RCDF, y se compararon con los valores obtenidos en los estudios mencionados en el párrafo anterior. Los resultados se

presentan en la tabla 3. Como puede verse, las expresiones estimadas con ambos criterios difieren hasta en 1.66 veces.

En el desarrollo de los modelos matemáticos se usaron las rigideces calculadas con el método de Novak, puesto que toma en cuenta un mayor número de parámetros que influyen en los efectos ISE, y por tanto se considera un cálculo más realista.

Para incluir los efectos ISE en los modelos, se utilizó un elemento resorte del programa de análisis ( Habibullah, 1995 ). Con esta opción, las rigideces asociadas a los efectos, --de traslación y cabeceo respecto a los ejes longitudinal y transversal, y giro con respecto a un eje vertical--, se modelan como resortes, los cuales actúan en el diafragma rígido que corresponde a la cimentación de la estructura, en el centro geométrico de ésta.

### **III.3 Modelos calibrados para reproducir los efectos de vibración ambiental.**

Las pruebas de vibración ambiental se usaron para conocer las frecuencias de vibración de la estructura en condiciones normales de operación. En el edificio Jal se han hecho seis de estas pruebas, tres al inicio del proyecto, y las restantes después de sismos de intensidad tal que pudieron modificar las propiedades dinámicas del edificio ( Murià-Vila *et al.*, 1995 ).

Se efectuaron modelos con la finalidad de reproducir las frecuencias de vibración que presentaba el edificio, según las pruebas de vibración ambiental, tras los eventos sísmicos.

Se desarrolló un modelo básico, --a partir del cual se elaboraron todos los demás--, con base en los planos originales y de la reestructuración del edificio Jal. Este modelo ( fig 9a ) da una idea aproximada de las propiedades

dinámicas del edificio reestructurado ( pero sin considerar el agrietamiento en losas ) y su finalidad es dar un punto inicial de referencia para comparar las frecuencias naturales de la estructura después de ser afectada por diversas sollicitaciones sísmicas.

Las consideraciones de análisis implicadas en el modelo básico son las descritas en los incisos del 1 al 5, y del 8 al 10 de la sección anterior. Los muros de mampostería se consideraron como diagonales equivalentes, y no se les atribuyó agrietamiento.

Se creó un modelo básico con efectos ISE ( JMPBIN ) y otro sin ellos ( JMPB ), para apreciar la diferencia en frecuencias entre ambos.

A continuación se describen brevemente las características de los modelos más refinados que se emplearon para reproducir las propiedades dinámicas del edificio durante las pruebas de vibración ambiental. Con cada modelo desarrollado se pretende representar alguna de las variaciones en las propiedades dinámicas del edificio detectadas en las pruebas de vibración ambiental, e incluir consideraciones de análisis congruentes con la situación observada de la estructura.

Se elaboró un modelo ( JMPA ) en el cual los muros de mampostería de las caras laterales del edificio se consideran como paneles, esto con el fin de observar las diferencias que hay, en las frecuencias de la estructura, al considerar dichos muros como estructurales y como no estructurales.

En el modelo J1 se toma en cuenta el agrietamiento observado en las losas. Este modelo incluye todos los muros de mampostería modelados como diagonales equivalentes, esto con objeto de tomar en cuenta el comportamiento de los muros de mampostería bajo las condiciones reales de confinamiento.

El modelo J2 difiere del anterior en que se omiten los muros de mampostería de las fachadas laterales, pues se estima que tienen un daño tal que ya no aportan rigidez a la estructura.

En el modelo J2M se elimina totalmente la contribución de los muros de mampostería de la estructura.

El modelo J2MR es igual al anterior, pero se sustituyeron las diagonales equivalentes por elementos placa para representar las diagonales de estacionamiento. Por el contrario, en el modelo J2R se suprimen las rampas.

El modelo J2E se derivó del modelo J2; la diferencia es que en el modelo J2E se omiten las escaleras para observar el cambio que esto produce en las frecuencias de vibración del edificio.

En el modelo J2MC los muros de concreto de las caras laterales del edificio se representan agrietados.

En el modelo JBCN se modelan los muros de concreto de las caras laterales del edificio como muros diafragma. En el modelo JBCA se usa este mismo criterio, pero tomando en cuenta que existe agrietamiento en los muros.

#### **III.4 Modelos calibrados para reproducir la respuesta sísmica**

Los modelos para reproducir la respuesta sísmica del edificio se construyeron con base en las consideraciones generales enunciadas en los incisos 1 a 11 de la sección III.2, por lo que en esta sección sólo se hará énfasis en las características más distintivas de cada modelo. En todos los modelos calibrados

para reproducir la respuesta sísmica del edificio se emplean módulos de elasticidad para altos niveles de esfuerzo.

El modelo JS6 se elaboró considerando el agrietamiento de las trabes, y modelando los muros de mampostería como diagonales equivalentes y a los muros de concreto como paneles.

El modelo JS5 difiere del anterior en que no se toma en cuenta la rigidez aportada por los muros de mampostería.

El modelo JS4 es igual al JS5, excepto que los muros de concreto de las caras laterales del edificio se consideran agrietados.

En el modelo JS3 los muros de concreto de las caras laterales se modelan como muros diafragma, es decir, trabajando como puntales.

El modelo JS2 considera que los muros de concreto de las caras laterales trabajan como muros diafragma, aportando rigidez a la estructura sólo ante cargas laterales, y se toma en cuenta el agrietamiento que presentan. En este modelo se modelaron las losas sin agrietamiento, para compararlo con un modelo similar, pero en el cual sí se considere el daño en las losas, que es el modelo JS1.

De todos los modelos anteriores se elaboraron modelos con la variante de tomar en cuenta los efectos ISE.

El modelo JS1 es el más refinado de los modelos del grupo ya descrito, y se usó ( considerando los efectos ISE, modelo JS1IN ), para construir los 4 modelos siguientes.

El modelo JS7IN es básicamente el modelo JS1IN, pero las columnas 5,6,10,16,20,21 y 22 en el nivel E6 se consideran agrietadas.

El modelo JS8IN es muy parecido al JS1IN, con la diferencia de que se consideró el agrietamiento sufrido por los muros que forman el cajón de elevadores. En el modelo JS9IN ( fig 9b ) se tomaron en cuenta las consideraciones hechas separadamente para los modelos JS7IN y JS8IN.

De los modelos de este segundo grupo, todos con efectos ISE, se hicieron modelos con y sin considerar el agrietamiento de las losas, a fin de observar los cambios en las frecuencias que esto origina.

### **III.5 Modelos ingenieriles para reproducir la respuesta sísmica**

Se elaboraron modelos ingenieriles de la estructura, con base en las hipótesis de diseño más comunes en la práctica profesional, para comparar y estimar, el grado de aproximación de la realidad que se puede obtener usando dichas hipótesis de diseño.

Con respecto a los modelos calibrados, las hipótesis básicas de los modelos ingenieriles se diferencian en que:

- Las masas de cada nivel se calculan con las cargas vivas de diseño
- Se emplean módulos de elasticidad para altos niveles de esfuerzo
- Las cargas ( vivas y muertas ) se consideran uniformemente distribuidas
- Se desprecia la rigidez que aportan rampas y escaleras

Se ha observado ( Murià-Vila *et al.*, 1996 ) que existen diferencias en los criterios de análisis adoptados por diversos despachos de cálculo estructural,



principalmente al formular hipótesis de diseño para considerar los siguientes aspectos:

- Magnitud de zonas rígidas en uniones viga-columna
- Modelado de muros de mampostería
- Efectos ISE
- Agrietamiento en elementos estructurales

Por esta razón, con los modelos ingenieriles se exploran los cambios en las frecuencias de vibración de la estructura, que se presentan al hacer las siguientes variaciones: en un grupo de modelos ( JING1, JING2 ) se consideró como zona rígida el 50% de la longitud de la unión viga-columna, mientras que en otro ( JING3, JING4 ) se adoptó el 100% de tal longitud, con respecto a los muros de mampostería se usaron los mismos criterios que en los modelos calibrados ( ver sección III.2 (6) ), y se elaboraron modelos con ( JING5 ) y sin tales muros; los efectos ISE se tomaron en cuenta de la misma forma en que se hizo para los modelos calibrados ( ver sección III.2 (11) ), y se realizaron modelos sin considerar los efectos ISE; asimismo, se empleó en algunos modelos ( JING2, JING4 ) un factor de 0.6 para reducir el momento de inercia de los elementos estructurales, con objeto de tomar en cuenta el agrietamiento.

### **III.6 Resultados de los modelos para reproducir la respuesta de vibración ambiental.**

Al comparar las frecuencias calculadas de los modelos JMPA y JMPB ( tabla 4 ) con las obtenidas en la primera vibración ambiental ( tabla 2 ), se observa que los criterios asumidos en los modelos hacen que estos sobreestimen la rigidez

del edificio. Sin embargo se observa que al incluir los efectos ISE, el modelo JMPB ya solo sobreestima las frecuencias de vibración del edificio en un 10%.

Se observó que el considerar los muros de mampostería como estructurales implica un incremento del 20%, en el valor estimado de las frecuencias de vibrar de la estructura, en las direcciones longitudinal y de torsión, con respecto a considerarlos como no estructurales. En la dirección transversal no se observan cambios significativos ( modelos JMPA y JMPB, tabla 4 ).

Por su parte, el modelo J1IN reproduce prácticamente las frecuencias obtenidas por vibración ambiental puesto que sólo hay diferencias menores a 7% entre los resultados analíticos y los medidos. Se observa entonces que para alcanzar el rango de las frecuencias de oscilación del edificio detectadas en la primera vibración ambiental, los parámetros más significativos son: agrietamiento de losas, modelado de todos los muros de mampostería del edificio trabajando como muros diafragma y los efectos ISE.

Cuando se realizó la segunda vibración ambiental, se notó una fuerte disminución de la frecuencia fundamental en torsión del edificio, sin embargo, este efecto no se pudo reproducir totalmente en los modelos hasta que se empleó el criterio de considerar que los muros de concreto de la reestructuración estaban trabajando como muros diafragma ( modelo JBINCN).

Para la tercera vibración ambiental, fue perceptible un descenso en la frecuencia de vibración del edificio en la dirección longitudinal. Este efecto se reproduce en el modelo J2IN, en el cual se asume además del agrietamiento en losas, que los muros de mampostería de las fachadas laterales ya no aportan rigidez a la estructura.

Tras realizar la cuarta prueba de vibración ambiental, no se notaron cambios radicales en las frecuencias de vibración de la estructura, a pesar de que se habían presentado los sismos que indujeron mayores aceleraciones en el edificio.

Entonces, el modelo que mejor reproduce las frecuencias de vibración del edificio en las direcciones L y T, para las condiciones del edificio en la última vibración ambiental, es el modelo J2IN.

De los modelos J2E y J2R se observa que la contribución de las rampas y las escaleras a las frecuencias de vibración del edificio no es mayor de 2 por ciento.

En este trabajo también se efectuaron cálculos de las frecuencias fundamentales de vibración de la estructura, en las direcciones L y T, empleando los criterios establecidos en las NTC-S-DF ( 1993 ), con objeto de conocer la magnitud de las diferencias que resultan de emplear las rigideces asociadas a los efectos ISE, calculadas con los criterios del RCDF y las obtenidas con los criterios de Novak. Una ejemplificación de los cálculos se presenta en las tablas 5 a 8, y la comparación de los resultados se presenta en las tablas 9a, 9b y 9c. Los períodos de la estructura con base empotrada  $T_0$ , que sirven como dato en los cálculos, son los obtenidos con el modelo J1 (tabla 4).

Se observa ( tabla 9c ), que si se usan las rigideces calculadas con el criterio del RCDF, las frecuencias varían entre 8% y 11%, con respecto a los valores obtenidos si se usan las rigideces calculadas con el criterio de Novak, y un 16% con respecto a las frecuencias obtenidas de las pruebas de vibración ambiental. De esta comparación se deriva que al calcular las frecuencias de vibración de una estructura, la estimación de las frecuencias será mejor en la medida en

que se usen expresiones más realistas para calcular las rigideces asociadas a los efectos ISE.

#### Comentarios adicionales.

Al revisar los resultados de los modelos analíticos anteriores ( véase la sección III.2 ), se observó que en la mayoría de ellos, los valores de los factores de dirección modal reflejan un claro acoplamiento en los modos superiores de vibración del edificio, entre las direcciones longitudinal y de torsión. Como se observó que los modelos en desarrollo no estaban reproduciendo este efecto ( tabla 10 ), se hicieron varias pruebas para detectar que determina tal acoplamiento.

Examinando la posición de los elementos estructurales en la planta del edificio, —particularmente la del cajón de elevadores, que está un poco desfasado del centro—, se nota que es factible que la alta rigidez del cajón de elevadores contribuya a desplazar el centro de torsión de la estructura hacia el perímetro de ésta, incrementando la excentricidad entre los centros de rigidez y de masa ( si se considera a éste último ubicado en el centro geométrico de la planta ), generando el efecto de acoplamiento. Sin embargo, los cálculos efectuados en los modelos nuevos indican que los centros de masa y de rigidez de la estructura, aunque si están desfasados del centro geométrico de la misma, están muy próximos entre sí, lo que imposibilita la existencia de acoplamiento.

Por lo anterior se hicieron varios ensayos para determinar qué posiciones del centro de masas maximizan o minimizan los efectos de acoplamiento. Se varió la posición del centro de masas ya que el programa de análisis calcula automáticamente los centros de torsión de la estructura, permitiendo al usuario la opción de dar como dato la ubicación del centro de masas o dejar que el programa lo determine.

En el modelo básico se probaron estas variantes: en la dirección longitudinal se dió una excentricidad de 1.0 m del centro de masas con respecto al centro geométrico de la estructura; en la dirección transversal dicha excentricidad fue de 0.5 m. Se hicieron nueve cálculos con las posiciones del centro de masas generadas combinando las excentricidades antes enunciadas; los resultados aparecen en la tabla 11. Se observó que al colocar el centro de masas a 0.5 m del centro geométrico en la dirección transversal ( modelos JX1Y1, JX2Y1, JX3Y1, fig 10 ), la distancia al centro de torsión aumenta a casi a 1.0 m generándose los mayores efectos de acoplamiento entre el desplazamiento en la dirección longitudinal y la torsión en el edificio. Lo anterior ocurre para el segundo y tercer modos, en los cuales la estructura entonces, se desplaza en dirección longitudinal a la vez que se presenta torsión. Conforme el centro de masas se desplaza hacia el cajón de elevadores, el efecto de acoplamiento tiende a anularse.

### **III.7 Resultados de los modelos calibrados para reproducir la respuesta sísmica.**

Primeramente, considerando que el modelo J11N aproxima razonablemente las frecuencias del edificio en el momento de la primera vibración ambiental, es de esperar que tal modelo represente adecuadamente las frecuencias de oscilación de la estructura durante un sismo de baja intensidad, tal como lo fue uno de los primeros sismos que registró la instrumentación de la estructura ( evento 93-3 ).

El modelo JS61N ( tabla 12 ) es igual al J11N, pero con los módulos de elasticidad del concreto reducidos para aproximar el efecto sísmico; se observa que este modelo predice razonablemente bien las frecuencias de vibración del edificio durante el evento 93-3. Sin embargo, el modelo JS61N no puede reproducir la disminución en la frecuencia fundamental de vibración en la

dirección longitudinal, que se presentó durante el evento 93-4 y se aleja de la frecuencia medida, en el modo fundamental en torsión.

El modelo JS51N, en el cual se desprecia la contribución estructural de la mampostería, aproxima en forma razonable las frecuencias de oscilación de la estructura durante los eventos 93-11 y 94-1, aunque sobreestima la frecuencia medida en el modo fundamental en torsión. Dada la aproximación con que este modelo estima las frecuencias de vibración del edificio, ante el evento 93-11, se considera representativo de las propiedades dinámicas del sistema suelo-estructura durante tal evento, por lo que se usa para calcular la respuesta estructural y cotejarla con la respuesta medida ( ver sección IV 2 )

Para el evento 94-3, el modelo JS11N reproduce aproximadamente bien las frecuencias de vibración en las direcciones de interés, aunque también sobreestima la frecuencia fundamental de vibrar en torsión de la estructura

Para el evento 95-1, el modelo JS91N ( ver fig 9b y tabla 13 ) fue el que mejor aproximación tuvo de las frecuencias de vibración que se presentaron durante el sismo. El modelo sobreestima en 10.4 %, 18.2 % y 33.5 %, las frecuencias medidas en L,T y R respectivamente. Este modelo tiene como consideraciones adicionales al anterior, el agrietamiento de las columnas 5,6,10,16,21 y 22 del nivel E6, y considera agrietamiento en los muros del cubo de elevadores. Este modelo se utiliza para calcular la respuesta estructural y cotejarla con la respuesta medida.

### **III.8 Resultados de los modelos ingenieriles para reproducir la respuesta sísmica.**

De los resultados de los modelos ingenieriles ( tabla 14 ) se pueden hacer las siguientes observaciones:

El modelo JING1 estima en forma suficientemente aproximada, las propiedades dinámicas del edificio medidas en la primera vibración ambiental; dadas las consideraciones de este modelo, y teniendo en cuenta la situación del edificio en ese momento, puede decirse que un modelo ingenieril desarrollado con estas hipótesis bastaría para estimar las propiedades dinámicas del edificio en situaciones normales de operación.

Si se toma en cuenta el agrietamiento sufrido por las losas ( modelo JING2 ), al comparar el modelo ingenieril con los resultados de la segunda vibración ambiental, se ve que el modelo puede predecir aproximadamente, las propiedades dinámicas del edificio aún después de que este presenta daño estructural moderado.

Si en los modelos anteriores se toman en cuenta los efectos ISE ( modelos JING1F y JING2F ), se observa que los modelos ingenieriles logran estimar las frecuencias de vibración de la estructura durante sismos de pequeña intensidad, como en el caso de los eventos 93-3 y 93-4 ( ver tabla 2 )

A pesar de lo anterior, es evidente que el modelo ingenieril más refinado, no puede estimar las frecuencias de vibración que se presentan durante los sismos moderados ( tabla 14 ).

## **IV. RESPUESTA ESTRUCTURAL**

### **IV.1 Generalidades**

Teniendo modelos capaces de reproducir razonablemente las frecuencias de vibración del edificio ante sismos de pequeña y moderada intensidad, se

pueden comparar las respuestas analíticas con las experimentales en términos de la distorsión de entrepiso. Se usa este parámetro ya que es básico para evaluar si se presentan o no, daños en elementos estructurales y no estructurales ante una acción sísmica, y para conocer el orden de la magnitud de éstos.

Para el cálculo de la respuesta sísmica lineal se somete el modelo de interés a una excitación sísmica, representada por la historia de aceleraciones registrada en la estación de campo, durante el sismo en estudio ( fig 11a y 11b). En este trabajo, se calculó la respuesta de los modelos ante un sismo de pequeña intensidad ( evento 93-11) y uno de moderada intensidad ( evento 95-1); en ambos casos se calculó primero la respuesta con un 5% de amortiguamiento crítico ( este valor se propone comúnmente en la literatura técnica), y luego con un porcentaje de amortiguamiento equivalente calculado. Para el cálculo del amortiguamiento equivalente se emplearon las expresiones propuestas por Veletsos ( NEHRP, 1988 ). La finalidad de incluir un amortiguamiento equivalente es tomar en cuenta el amortiguamiento debido a los efectos ISE.

El programa presenta los resultados en forma de historias de desplazamiento, velocidad y aceleración en cualquier unión viga-columna que se desee. De las historias de desplazamiento se utilizan las que corresponden a los niveles en donde hay acelerógrafos, a fin de tener registros comparables. En este caso, se usan las historias en los niveles de azotea, once, seis y sótano. Para obtener las distorsiones en dos pisos instrumentados consecutivos, se hace la diferencia de desplazamientos y, ésta se divide entre la altura que separa ambos niveles.

Debido a que durante un registro sísmico los segmentos inicial y final tienen aceleraciones muy pequeñas, se usaron únicamente los segmentos más intensos de los registros sísmicos.



Las historias de aceleración de los sismos se presentan en la fig 11.

La comparación de las historias de distorsión de ambos modelos se presentan en las figs 12 a 15.

#### **IV.2 Respuesta ante sismos de pequeña intensidad.**

Como se puede apreciar en las fig 12 y 13, la reproducción de la respuesta del edificio por parte del modelo JS5IN es en general aceptable, salvo en los picos del sismo, entre los niveles azotea y once, y once y seis, en donde existen pequeñas discrepancias en la dirección longitudinal.

Los registros sísmicos evidenciaron la presencia de un efecto de batimiento, esto como consecuencia de la cercanía entre la frecuencia fundamental de vibración de la estructura, y la frecuencia natural del suelo en que se desplanta. La respuesta obtenida con los modelos analíticos reproduce dicho efecto, tanto para los sismos de pequeña intensidad como para los de moderada intensidad. Se observa que la variación en el amortiguamiento empleado no modifica radicalmente la respuesta estructural.

En general, el modelo tiende a subestimar los valores de deformación reales.

En relación con los valores máximos de distorsión medidos ( fig 12 y 13 ), estos no alcanzan el rango establecido ( $\gamma = 0.002$  para muros de mampostería de tabique macizo ) para que se registren daños no estructurales.

Es importante notar que la respuesta estructural ante el sismo 93-11, que es mayor que los sismos 93-3 y 93-4, no da indicios de daño no estructural. Sin embargo, de las pruebas de vibración ambiental, efectuadas antes y después de

la ocurrencia de dichos eventos, se detecta una disminución en la frecuencia de los modos de vibrar en torsión del edificio, hecho que sugiere en primera instancia la posibilidad de daño. Sin embargo, al tenerse en cuenta las condiciones del edificio, se nota que la disminución de las frecuencias de torsión del edificio puede atribuirse a varios factores, entre ellos: que se hayan resentido elementos estructurales dañados por sismos previos, que aportaban rigidez a torsión a la estructura, también es posible que se haya presentado un comportamiento no lineal asociado a la interacción suelo-estructura.

#### **IV.3 Respuesta ante sismos de moderada intensidad.**

En las historias de distorsión de entrepiso en la dirección longitudinal ( fig 14 y 15 ), se aprecia que el modelo ( JS9IN, fig 9b ) presenta una aceptable estimación de la respuesta estructural incluso en los picos del sismo; por el contrario, en la dirección transversal hay discrepancias principalmente en los picos del sismo, siendo la tendencia del modelo a subestimar los desplazamientos de la estructura

La magnitud de las distorsiones fue suficiente para que se presentara daño no estructural: en el edificio se observó efectivamente mayor agrietamiento en los muros de mampostería. Por otra parte, entre las vibraciones antes y después del sismo 95-1, no se aprecian cambios fuertes en las frecuencias de vibración del edificio, lo cual puede ser indicativo de que algunos elementos estructurales han dejado de aportar rigidez a la estructura y que, aunque otros sismos los sigan afectando y dañando, esto ya no se va a reflejar en las frecuencias de vibración del edificio.

Se observó que la diferencia entre el amortiguamiento propuesto y el calculado es muy pequeña para producir cambios significativos en la respuesta del edificio.

## V. COMENTARIOS FINALES.

Los sismos de 1985 destacaron la necesidad de ampliar los conocimientos existentes sobre el comportamiento de sistemas estructurales y de su respuesta ante acciones sísmicas. Ante esto, se han desarrollado proyectos para estudiar el comportamiento de edificios representativos de aquéllos que, por sus propiedades dinámicas y del suelo en que se desplantan, fueron más afectados en esa ocasión; dichos proyectos de investigación se apoyan en información experimental registrada en edificios instrumentados para estudiar la respuesta sísmica de los sistemas suelo-estructura.

En esta tesis, se abordó el problema de desarrollar modelos analíticos de un edificio instrumentado, capaces de reproducir las propiedades dinámicas y la respuesta ante sollicitaciones sísmicas de la estructura, con objeto de comparar los resultados analíticos con los experimentales y poder calibrar los modelos.

Los modelos se desarrollaron empleando criterios poco utilizados en la práctica profesional, como determinación de secciones agrietadas en elementos estructurales, zonas rígidas efectivas del 50% de la longitud de uniones viga-columna, muros de mampostería trabajando como muros diafragma e interacción suelo-estructura.

Se logró reproducir razonablemente las frecuencias naturales del edificio en condiciones de vibración ambiental con los modelos J11N y J21N. Las frecuencias estimadas por tales modelos difieren de las experimentales en menos de 5%.

En los modelos para reproducir la respuesta del edificio ante sismos de pequeña intensidad, las frecuencias de vibración analíticas difieren de las experimentales menos de 3% en traslación y hasta un 11% en torsión. En los

modelos para sismos de moderada intensidad, las diferencias entre las frecuencias analíticas y las experimentales van desde un 11% en traslación hasta un 33% en torsión.

En general, los modelos calibrados estiman con buena aproximación las propiedades dinámicas del edificio en las direcciones L y T, tanto para condiciones de vibración ambiental como para reproducir respuesta sísmica, sin embargo, la mayoría de los modelos tienden a sobreestimar las frecuencias naturales de vibrar en torsión del edificio. Una posible causa de esta sobreestimación de las frecuencias de torsión, es que los muros de concreto, por sus condiciones de confinamiento, tienen un comportamiento estructural variable, en función del estado de deformación que le impongan las solicitaciones sísmicas, por lo cual es difícil aproximar la rigidez que aportan a la estructura. Así pues, establecer el grado de acoplamiento de estos muros con las columnas que los confinan constituye una fuente de incertidumbre en la estimación de la rigidez de los mismos

En los modelos elaborados, los efectos ISE producen una disminución de las frecuencias de vibrar, de los modelos de base flexible, con respecto a los de base rígida, hasta de un 27%, siendo esta una de las razones para que los modelos estimaran con mayor aproximación las propiedades dinámicas de la estructura.

De los análisis efectuados variando la excentricidad entre los centros de masa y rigidez en planta del edificio, se deduce que el edificio, --por su estructuración, particularmente en lo que toca a los muros de concreto del cajón de elevadores y también de las caras laterales--, será más sensible a los efectos de torsión si se concentran cargas cerca de las fachadas laterales, puesto que una excentricidad, entre los centros de masa y rigidez, del orden del 5% de la

dimensión en planta en la dirección transversal, puede generar el acoplamiento de los modos de vibrar en traslación y torsión de la estructura.

En el trabajo con los modelos ingenieriles se observa que el modelo JING1 logra predecir en forma bastante aproximada las propiedades dinámicas del edificio cuando éste aún no ha sufrido daño; al aparecer daños, las propiedades dinámicas de la estructura pueden cambiar en la medida que se vayan presentando eventos sísmicos, de manera tal que, los modelos ingenieriles, al no tener en cuenta la posibilidad de dichos cambios, tienden a subestimar la flexibilidad real del sistema suelo-estructura, lo que implica que sobreestimen las frecuencias de vibración de la estructura.

Se observó que los modelos logran reproducir razonablemente la respuesta sísmica de la estructura ante eventos de pequeña intensidad; para los sismos de moderada intensidad, el modelo reproduce en forma aceptable la respuesta del edificio en la dirección longitudinal, aunque en la dirección trasversal se presentan algunas discrepancias en las amplitudes de las respuestas analítica y experimental, aunque las amplitudes máximas son muy similares. Tales discrepancias podrían ser originadas por consideraciones de análisis no representativas del comportamiento real de los elementos estructurales, falta de modelado del comportamiento no lineal de la estructura y de la interacción suelo-estructura ante solicitaciones sísmicas, así como la falta de consideración de los asentamientos diferenciales que afectan al edificio.

## REFERENCIAS

### **Alcocer, S. ( 1996 )**

Investigación sobre comportamiento de estructuras de mampostería. (En curso)  
Centro Nacional de Prevención de Desastres. 1996

### **Bazán, E., y Meli Piralla, R. (1992)**

Manual de diseño sísmico de edificios. Ed Limusa

### **Del Valle, E., Ruelas, S., y Rodríguez, L. (1988)**

Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985.  
Fundación ICA, a.c. 1988

### **Durrani, A.J., Mau, S.T., AboulHashish, A.A., y Li, Yi. ( 1994 )**

Earthquake response of flat slab buildings.  
Journal of Structural Engineering, ASCE, marzo 1994

### **Gamboa, V., y Murià Vila, D. ( 1996 )**

Cálculo de la respuesta estructural del edificio Jal ante el sismo de Copala.  
Memorias del X Congreso Mexicano de Ingeniería Estructural.  
Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. noviembre de 1996

### **Habibullah, A. ( 1995 )**

ETABS user's manual.  
Computer and Structures, Inc., agosto 1995

### **Horvilleur, J.F., y Cheema, M.A. ( 1995)**

Análisis lateral de marcos de concreto reforzado sometidas a cargas laterales sísmicas. 1995

### **Meli Piralla, R. ( 1994 )**

Mampostería estructural. La práctica, la investigación y el comportamiento sísmico observado en México.  
Cuadernos de Investigación. Número 17, julio 1994  
Centro Nacional de Prevención de Desastres. México.

- Meli Piralla, R., Murià-Vila, D., Quaas R., Faccioli, E. y Paolucci, R. ( 1994 )**  
Estudio de los efectos de sitio y la respuesta estructural de un edificio de la ciudad de México ante sismos. Informe de actividades del tercer año, patrocinado por CONACYT y CEE. Instituto de Ingeniería, UNAM, enero 1994
- Murià Vila, D., Gamboa, V., y Toro, A. ( 1995 )**  
Respuesta sísmica de un edificio alto de la ciudad de México.  
Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 5517, diciembre 1995.
- Murià Vila, D., González, R., Fuentes, L., y Torres, J. ( 1996 )**  
Incertidumbre en la estimación de las frecuencias naturales de vibración en edificios  
Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 6515, diciembre 1996.
- Murià-Vila, D., Toro, A., y Moreno, S. (1997)**  
Monitoreo de las propiedades dinámicas de un edificio instrumentado. Proyecto patrocinado por CENAPRED. Instituto de Ingeniería, UNAM, enero 1997
- NEHRP ( 1988 )** Federal Emergency Management Agency  
NEHRP recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings. Soil-structure interaction., octubre 1988
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. (1993)** Departamento del Distrito Federal 1993
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.(1993)** Departamento del Distrito Federal 1993
- Novak, M. ( 1988 )**  
Dyna 2. User's manual, febrero 1988
- Peña, A. ( 1996 )**  
Modelo matemático de una estructura alta. Tesis de licenciatura.  
FI, UNAM, abril 1996
- Rosenblueth, E., y Meli Piralla, R. ( 1986 )**  
The 1985 earthquake: causes and effects in Mexico City.  
Concrete International, mayo 1986.

**Rosenblueth, E., y Reséndiz, D. ( 1988 )**

Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura.

Instituto de Ingeniería, UNAM. No 509, de las Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, enero 1988.

**Wilson, E. y Habibullah, A. ( 1989 )**

SAP-90. Structural Analysis Program. Computers and Structures. 1990



Tabla 1. Eventos sísmicos estudiados

EVENTO	LOCALIZACIÓN	Me	FECHA LOCAL	HORA (GMT)
93-3	GUERRERO	5.7	15/05/93	03 11 11
93-4	GUERRERO	5.9	15/05/93	03 13 59
93-11	GUERRERO	6.5	24/10/93	07 53 15
94-1	GUERRERO	6.8	23/05/94	01 43 38
94-3	GUERRERO	6.9	10/12/94	10 17 41
95-1	GUERRERO	7.5	14/09/95	19 14 34

TABLA 2. Parámetros estructurales identificados experimentalmente.

EVENTO	FECHA	MODO	FRECUENCIAS (Hz)			A max cm/s <sup>2</sup>
			L	T	R	
Vibración Ambiental	23 sep-92	1	0.73	0.44	0.83	<0.1
		2	3.12	1.60	2.54	
		3	5.95	2.93	4.30	
		4	8.89	4.39	5.15	
93-3	15 may-93	1	0.65	0.37	0.57-0.67	11
		2	2.58	1.34	2.16-2.25	
		3	4.81	2.47	3.50-3.80	
93-4	15 may-93	1	0.61	0.35	0.51-0.60	28
		2	2.66	1.29	1.89-1.97	
		3	4.72	2.25	3.30-3.48	
93-11	24 oct-93	1	0.57	0.35	0.50-0.55	56
		2	2.47	1.25	1.96-1.92	
		3	4.67	2.20	3.02-3.20	
Vibración Ambiental	25 nov-93	1	0.70	0.44	0.68	<0.1
		2	2.64	1.45	2.31	
		3	4.91	2.56	3.81	
		4	7.25	4.00	5.61	
94-1	23 may-94	1	0.55	0.37	0.51-0.59	19
		2	2.22	1.31	1.94	
		3	4.52	2.30	3.28	
94-3	10 dic-94	1	0.42-0.53	0.25-0.31	0.43-0.51	124
		2	1.57-2.32	1.22	1.87-2.45	
		3	3.29-4.65	2.12-2.12	3.25-3.39	
Vibración Ambiental	4 feb-95	1	0.54-0.66	0.44	0.65-0.68	<0.1
		2	2.50-2.54	1.43-1.47	2.25-2.30	
		3	4.83	2.59	3.64-3.86	
		4	7.15-7.25	3.91-3.96	6.57	
95-1	14 sep-95	1	0.45	0.28	0.43	130
		2	1.94	1.16	1.77	
		3	3.82	1.67	3.31	
Vibración Ambiental	23 sep-95	1	0.66	0.42-0.44	0.64-0.66	<0.1
		2	2.51	1.42-1.47	2.20-2.25	
		3	4.64	2.34-2.54	3.74-3.77	
		4	7.11-7.20	3.66-3.68	5.37-5.52	

L: Dirección Longitudinal T: Dirección Tránsversal R: Torsión  
A max: Aceleración máxima en la azotea

**TABLA 3 . RIGIDECES ASOCIADAS A LOS EFECTOS ISE SEGUN LOS CRITERIOS DE NOVAK Y DEL RCDF.**

RIGIDEZ	UNIDADES	RCDF	NOVAK
TRASLACION EN L	Um	0 7092 E+05	1 835 E +05
TRASLACION EN T	Um	0 7092 E+05	1 890 E +05
TRASLACION EN V	Um	—	5 550 E +05
CABECEO EN L	t m/rad	4 290 E+07	5 030 E+ 07
CABECEO EN T	t m/rad	1 449 E+07	2 220 E +07
DE TORSION EN V	t m/rad	—	3 680 E+07

**TABLA 4 . FRECUENCIAS NATURALES (HZ) CALCULADAS DE LOS DIFERENTES MODELOS ANALITICOS DEL EDIFICIO ANTE SOLICITACIONES DE VIBRACION AMBIENTAL.**

BASE FLEXIBLE					BASE RIGIDA			
MODELO	MOD0	L	T	R	MODELO	L	T	R
JMPINA Sección bruta (1) Paneles (2)	1	0.853	0.489	1.067	JMPA Sección Bruta (1) Paneles (2)	1.192	0.587	1.126
	2	2.431	1.196	3.117		4.069	1.764	3.661
	3	5.247	2.973	4.779		8.084	3.198	7.019
	4	8.676	4.140	7.596		12.568	4.964	10.644
JMPINB Sección bruta (1) Diagonales (3, 4)	1	0.762	0.486	0.907	JMPB Sección Bruta (1) Diagonales (3, 4)	0.972	0.583	0.939
	2	2.750	1.686	2.837		3.606	1.765	3.255
	3	4.841	2.983	4.540		7.565	3.185	6.481
	4	8.186	4.125	7.199		12.026	4.859	10.142
J1IN SecciónAgnietada (5) Diagonales (3, 4)	1	0.716	0.421	0.850	J1 SecciónAgnietada (2) Diagonales (3, 4)	0.846	0.478	0.871
	2	2.652	1.423	2.756		3.444	1.465	3.119
	3	4.721	2.676	4.417		7.391	2.722	6.376
	4	8.032	3.813	7.000		11.832	4.263	9.939
J2IN SecciónAgnietada (5) Sin Muros (3)	1	0.644	0.420	0.766	J2 SecciónAgnietada (5) Sin Muros (3)	0.753	0.477	0.786
	2	2.458	1.420	2.629		3.244	1.462	2.946
	3	4.558	2.668	4.307		7.206	2.720	6.222
	4	7.852	3.803	6.844		11.643	4.262	9.763
J2MIN SecciónAgnietada (5) SinMampostería(3,4)	1	0.642	0.392	0.764	J2M SecciónAgnietada (5) SinMampostería (3,4)	0.750	0.437	0.784
	2	2.493	1.308	2.617		3.235	1.339	2.640
	3	4.549	2.386	4.278		7.189	2.505	6.187
	4	7.837	3.639	6.821		11.622	4.008	9.741
J2MINR SecciónAgnietada (5) SinMampostería(3,4) Rampas (6)	1	0.654	0.429	0.770	J2MR SecciónAgnietada (5) SinMampostería(3,4) Rampas (6)	0.757	0.471	0.790
	2	2.438	1.408	2.631		3.249	1.452	2.949
	3	4.562	2.493	4.310		7.254	2.696	6.218
	4	7.841	3.656	6.858		11.619	4.237	9.747
J2EIN SecciónAgnietada (5) Diagonales (4) Sin Escaleras	1	0.643	0.411	0.764	J2E SecciónAgnietada (5) Diagonales (4) Sin Escaleras	0.751	0.464	0.783
	2	2.433	1.333	2.619		3.234	1.421	2.936
	3	4.546	2.457	4.292		7.164	2.639	6.133
	4	7.807	3.730	6.826		11.543	4.153	9.743
J2RIN Sección Agnietada(5) Diagonales (3, 4) Sin Rampas (7)	1	0.636	0.419	0.767	J2R Sección Agnietada(5) Diagonales (3, 4) Sin Rampas (7)	0.744	0.476	0.775
	2	2.440	1.417	2.609		3.184	1.459	2.858
	3	4.540	2.561	4.299		7.102	2.715	6.151
	4	7.770	3.798	6.783		11.518	4.264	9.665
J2MCIN SecciónAgnietada (5) SinMampostería(3,4) Muros Agnietados(8)	1	0.600	0.350	0.729	J2MC Sección Agnietada (5) SinMampostería(3,4) Muros Agnietados(8)	0.684	0.434	0.724
	2	2.264	1.302	2.309		2.707	1.333	2.458
	3	4.056	2.387	3.919		5.729	2.508	4.783
	4	6.362	3.633	5.423		9.042	4.000	7.186
JBINCIN Diagonales (9)	1	0.586	0.376	0.699	JBICN Diagonales (9)	0.665	0.415	0.714
	2	2.229	1.265	2.302		2.663	1.284	2.455
	3	4.118	2.327	3.978		5.875	2.416	4.969
	4	6.536	3.664	5.574		9.313	3.906	7.508
JBINCA Diagonales (8,9)	1	0.552	0.376	0.645	JBICA Diagonales (8,9)	0.615	0.416	0.658
	2	2.073	1.254	1.947		2.282	1.283	2.043
	3	3.731	2.319	3.528		4.742	2.430	3.809
	4	5.430	3.595	5.900		7.440	3.904	5.587

**NOMENCLATURA EMPLEADA EN LOS MODELOS:**

- 1: Sección bruta en vigas
- 2: Muros de mampostería de fachadas laterales representados como paneles
- 3: Muros de mampostería de fachadas laterales representados como diagonales equivalentes
- 4: Muros de mampostería del cabo de escaleras representados como diagonales equivalentes
- 5: Sección agnietada en vigas
- 6: Rampas representadas como losas inclinadas
- 7: Sin considerar las rampas de estacionamiento
- 8: Muros de concreto de las fachadas laterales agnietados
- 9: Muros de concreto de fachadas laterales representados como diagonales equivalentes

L Dirección Longitudinal T Dirección Transversal R Torsión

Tabla 5. Frecuencias del edificio con base flexible según el RCDF ( Kx y Kr estimadas con el criterio del RCDF; cálculo sin masa desplazada )

		PERIODOS CON BASE RIGIDA		Tox(L)=	1 129	(s)	CALCULOS			
				Toy(T)=	2 092	(s)				
					3 300	(m)	INERCIA XX		24246 68	(m <sup>4</sup> )
DATOS		LONGITUD EN DIRECCION (X) =			39 850	(m)	INERCIA YY		102307 0	(m <sup>4</sup> )
GEOMETRICOS		LONGITUD EN DIRECCION (Y) =			19 400	(m)	AREA		773 09	(m <sup>2</sup> )
							RADIOS EQUIVALENTES			
							RADIO Rx=		15 69	(m)
COEFICIENTES DE RIGIDEZ							RADIO (Rr)x=		19 00	(m)
PROFUNDIDAD		Kx,y		Kz			RADIO (Rr)y=		13 26	(m)
<=	1	(m)	7	GRx,y	7	GRr	DIRECCION MAYOR			
>=	3	(m)	8	GRx,y	11	GRr				
INTERPOLANDO		8		GRx,y	11	GRr	Kx=		70780	(Lm)
							Kz=		42536655	(l <sup>3</sup> m <sup>3</sup> rad)
		G(l/m <sup>3</sup> )=		564			DIRECCION MENOR			
							Ky=		70780	(Lm)
							Kyz=		144452202	(l <sup>3</sup> m <sup>3</sup> rad)

NIVEL	X	Y	Lx	Ly	Ixx	Iyy	Mx	My	MxIy	MxIy <sup>2</sup>	Jx	Jy
	m	m	m	m	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	t's/m	m	t's <sup>2</sup>	t <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	t <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	t <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
AZOTEA	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	65.060	43.20	2810.59	121417	123458	128099
TRECE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	67.681	40.05	2710.62	108560	110683	115511
DOCE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	67.681	36.90	2497.42	92155.1	94277.8	99106.5
ONCE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	67.681	33.75	2284.23	77092.9	79215.6	84044.2
DIEZ	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	68.460	30.60	2094.87	64103.2	66250.3	71134.6
NUEVE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	68.460	27.45	1879.22	51584.8	53731.9	58616.1
OCHO	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	68.460	24.30	1663.57	40424.9	42572.1	47456.3
SIETE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.348	21.15	1467.76	31043.3	33219.8	38171.0
SEIS	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.348	18.00	1249.16	22485.0	24661.5	29612.6
CINCO	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.348	14.85	1030.56	15303.8	17480.4	22431.5
CUATRO	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.878	11.70	817.573	9565.6	11757.2	16742.6
E1	20	9.7	15.00	19.4	9126.7	50925.0	32.734	9.10	297.819	2710.7	3737.3	8439.2
E4	20	9.7	20.75	19.4	12625.3	51736.1	39.428	7.25	285.853	2072.4	3309.0	7139.8
E2	20	9.7	15.00	19.4	9126.7	50925.0	31.442	6.50	204.373	1328.4	2314.6	6830.8
E5	20	9.7	20.75	19.4	12625.3	51736.1	40.847	4.65	189.939	883.2	2164.3	6132.9
E3	20	9.7	15.00	19.4	9126.7	50925.0	37.962	3.30	125.275	413.4	1604.0	7058.6
E6	20	9.7	20.75	19.4	12625.3	51736.1	61.688	2.05	126.460	259.2	2194.0	8187.4
BASE	20	9.7	39.85	19.4	24246.7	102311	120.193	0.00	0.000	0.0	3769.7	15906.4
						Masa=	1115.8				676400	770620
Periodos con base flexible							Tx=	0.7889	(s)	T1x=	1.5880	(s)
							Txx=	0.7923	(s)	f1xx=	0.6293	(Hz)
							Ty=	0.7689	(s)	T1y=	2.6654	(s)
							Tyy=	1.4510	(s)	f1yy=	0.3752	(Hz)

Tabla 8. Frecuencias del edificio con base flexible según el RCOF (Kx y Kr estimadas con el criterio del RCOF; cálculo con masa desplazada)

		PERIODOS CON BASE RIGIDA		$T_{0x}(L)=$	1.129	(s)	CALCULOS			
				$T_{0y}(L)=$	2.092	(s)				
DATOS		LONGITUD EN DIRECCION (X)=			3.300	(m)	INERCIA XX	24246.68	(m <sup>4</sup> )	
GEOMETRICOS		LONGITUD EN DIRECCION (Y)=			39.850	(m)	INERCIA YY	102307.0	(m <sup>4</sup> )	
					19.400	(m)	AREA	773.09	(m <sup>2</sup> )	
COEFICIENTES DE RIGIDEZ					RADIOSE EQUIVALENTES					
PROFUNDIDAD		K <sub>x,y</sub>					RADIO R <sub>x</sub> =	15.69	(m)	
<=	1	(m)	7	GR <sub>x,y</sub>	7	GR <sub>R</sub>	RADIO (R <sub>ry</sub> )=	19.00	(m)	
>=	3	(m)	8	GR <sub>x,y</sub>	11	GR <sub>R</sub>	RADIO (R <sub>ry</sub> )=	13.26	(m)	
INTERPOLANDO		8		GR <sub>x,y</sub>	11	GR <sub>R</sub>	DIRECCION MAYOR			
		G(Um <sup>3</sup> )=		564			K <sub>x</sub> =	70780	(U/m)	
							K <sub>y</sub> =	42536655	(U/m <sup>2</sup> rad)	
							DIRECCION MENOR			
							K <sub>y</sub> =	70780	(U/m)	
							K <sub>xy</sub> =	14449202	(U/m <sup>2</sup> rad)	

NIVEL	X	Y	Lx	Ly	I <sub>xx</sub>	I <sub>yy</sub>	M <sub>x</sub>	H <sub>x</sub>	M <sub>Hx</sub>	M <sub>Hx</sub> <sup>2</sup>	J <sub>x</sub>	J <sub>y</sub>
	m	m	m	m	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	t's/m	m	t's <sup>2</sup>	t'm <sup>3</sup>	t'm <sup>3</sup>	t'm <sup>3</sup>
AZOTEA	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	65.060	43.20	2810.59	121417	123458	128099
TRECE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	67.681	40.05	2710.62	108560	110683	115511
DOCE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	67.681	36.90	2497.42	92155.1	94277.8	99106.5
ONCE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	67.681	33.75	2284.23	77092.9	79215.6	84044.2
DIEZ	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	68.460	30.60	2094.87	64103.2	66250.3	71134.6
NOVE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	68.460	27.45	1879.22	51584.8	53731.9	58616.1
OCHO	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	68.460	24.30	1663.57	40424.9	42572.1	47466.3
SIETE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.398	21.15	1467.76	31043.3	33219.8	38171.0
SEIS	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.398	18.00	1249.16	22485.0	24661.5	29612.6
CHICO	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.398	14.85	1030.56	15303.8	17480.4	22431.5
CUATRO	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.878	11.70	817.573	9665.6	11757.2	16742.6
E1	20	9.7	15.00	19.4	9126.7	50925.0	32.734	9.10	297.879	2710.7	3737.3	8439.2
E4	20	9.7	20.75	19.4	12625.3	51736.1	39.428	7.25	285.853	2072.4	3309.0	7139.8
E2	20	9.7	15.00	19.4	9126.7	50925.0	31.442	6.50	204.373	1338.4	2314.6	6830.8
E5	20	9.7	20.75	19.4	12625.3	51736.1	40.847	4.65	189.939	883.2	2164.3	6132.9
E3	20	9.7	15.00	19.4	9126.7	50925.0	37.962	3.30	125.275	413.4	1604.0	7658.8
E6	20	9.7	20.75	19.4	12625.3	51736.1	61.688	2.05	126.460	259.2	2194.0	8187.4
BASE	20	9.7	39.85	19.4	24246.7	102311	120.193	0.00	0.000	0.0	3769.7	15906.4
m despl	20	9.7	39.85	19.4	24246.7	102311	-311.928	-3.30	-1029.0	-3396.9	-13180.0	-44677.7
					Masa=	1115.8					863220.8	725942.5
Periodos con base flexible							T <sub>x</sub> =	0.6696	(s)	T <sub>1x</sub> =	1.5292	(s)
Wo - Masa Desplazada = 803.921 t s <sup>2</sup> /m ***							T <sub>rx</sub> =	0.7845	(s)	f <sub>1x</sub> =	0.6539	(Hz)
0.7 * Wo = 781.0943 t s <sup>2</sup> /m							T <sub>y</sub> =	0.6696	(s)	T <sub>1y</sub> =	2.6093	(s)
*** Valor usado para calcular T <sub>x</sub> , T <sub>y</sub>							T <sub>ry</sub> =	1.4083	(s)	f <sub>1y</sub> =	0.3832	(Hz)

Tabla 7. Frecuencias del edificio con base flexible según el RCDF (Kx y Kr estimadas con el criterio de Novak; cálculo sin masa desplazada)

		PERIODOS CON BASE RIGIDA		$T_{0x}(L) =$	1.129	(s)	CALCULOS			
				$T_{0y}(T) =$	2.092	(s)				
					3.300	(m)	INERCIA XX		24246.68	(m <sup>4</sup> )
DATOS		LONGITUD EN DIRECCION (X) =		39.850	(m)	INERCIA YY		102307.0	(m <sup>4</sup> )	
GEOMETRICOS		LONGITUD EN DIRECCION (Y) =		19.400	(m)	AREA		773.09	(m <sup>2</sup> )	
COEFICIENTES DE RIGIDEZ						RADIOS EQUIVALENTES				
PROFUNDIDAD		Kx,y		Kr	RADIO R <sub>x</sub> =		15.69	(m)		
<=	1	(m)	7	GR <sub>x,y</sub>	7	GR <sub>r</sub>	RADIO (R <sub>r</sub> ) <sub>x</sub> =	19.00	(m)	
>=	3	(m)	8	GR <sub>x,y</sub>	11	GR <sub>r</sub>	RADIO (R <sub>r</sub> ) <sub>y</sub> =	13.26	(m)	
INTERPOLANDO		8		GR <sub>x,y</sub>	11	GR <sub>r</sub>	DIRECCION MAYOR			
						K <sub>x</sub> =		183500	(t/m)	
						K <sub>r</sub> =		50300000	(t/m <sup>2</sup> rad)	
		G(t/m <sup>2</sup> ) =		564	DIRECCION MENOR					
						K <sub>y</sub> =		189000	(t/m)	
						K <sub>xy</sub> =		22100000	(t <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> rad)	

NIVEL	X	Y	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	I <sub>xx</sub>	I <sub>yy</sub>	M <sub>x</sub>	H <sub>i</sub>	M <sub>H<sub>i</sub></sub>	M <sub>H<sub>i</sub></sub> <sup>2</sup>	J <sub>x</sub>	J <sub>y</sub>	
	m	m	m	m	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	t's/m	m	t's <sup>2</sup>	t'm <sup>2</sup>	t'm <sup>2</sup>	t'm <sup>2</sup>	
AZOTEA	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	65.060	43.20	2810.59	121417	123458	128099	
TRECE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	67.681	40.06	2710.62	106560	110683	115511	
DOCE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	67.681	36.90	2497.42	92155.1	94277.8	99106.5	
ONCE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	67.681	33.75	2284.23	77092.9	79215.6	84044.2	
DIEZ	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	68.460	30.60	2094.87	64103.2	66250.3	71134.6	
NUEVE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	68.460	27.45	1879.22	51584.8	53731.9	58616.1	
OCHO	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	68.460	24.30	1663.57	40424.9	42572.1	47456.3	
SIETE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.398	21.15	1467.76	31043.3	33219.8	38171.0	
SEIS	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.398	18.00	1249.16	22485.0	24661.5	29612.6	
CINCO	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.398	14.85	1030.56	15303.8	17480.4	22431.5	
CUATRO	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.878	11.70	817.573	9665.6	11575.2	16742.6	
E1	20	9.7	15.00	19.4	9126.7	50925.0	32.734	9.10	297.879	2710.7	3737.3	8439.2	
E4	20	9.7	20.75	19.4	12625.3	51736.1	39.429	7.25	285.853	2072.4	3390.0	7139.8	
E2	20	9.7	15.00	19.4	9126.7	50925.0	31.442	6.50	204.373	1328.4	2314.6	6830.8	
E5	20	9.7	20.75	19.4	12625.3	51736.1	40.847	4.65	189.939	883.2	2164.3	6132.9	
E3	20	9.7	15.00	19.4	9126.7	50925.0	37.962	3.30	125.275	413.4	1604.0	7056.8	
F6	20	9.7	20.75	19.4	12625.3	51736.1	61.688	2.05	126.460	259.2	2194.0	8187.4	
BASE	20	9.7	39.85	19.4	24246.7	102311	120.193	0.00	0.000	0.0	3769.7	15906.4	
						Masa =	1115.8				676400	770620	
Periodos con base flexible								T <sub>x</sub> =	0.4900	(s)	T <sub>1x</sub> =	1.4302	(s)
								T <sub>rx</sub> =	0.7286	(s)	t <sub>1x</sub> =	0.6592	(Hz)
								T <sub>y</sub> =	0.4878	(s)	T <sub>1y</sub> =	2.4467	(s)
								T <sub>ry</sub> =	1.1733	(s)	f <sub>1y</sub> =	0.4067	(Hz)

Tabla 8. Frecuencias del edificio con base flexible según el RCDF ( Kx y Kr estimadas con el criterio de Novak; cálculo con masa desplazada )

		PERIODOS CON BASE RIGIDA		T <sub>0(L)</sub> =	1.129	(s)	CALCULOS			
				T <sub>0(T)</sub> =	2.092	(s)				
					3.300	(m)	INERCIA XX		24246.68	(m <sup>4</sup> )
DATOS		LONGITUD EN DIRECCION (X) =			39.850	(m)	INERCIA YY		102307.0	(m <sup>4</sup> )
GEOMETRICOS		LONGITUD EN DIRECCION (Y) =			19.400	(m)	AREA		773.09	(m <sup>2</sup> )
							RADIOS EQUIVALENTES			
							RADIO R <sub>x</sub> =		15.69	(m)
COEFICIENTES DE RIGIDEZ							RADIO (R <sub>r</sub> ) <sub>x</sub> =		19.00	(m)
PROFUNDIDAD		K <sub>x,y</sub>		K <sub>r</sub>		RADIO (R <sub>r</sub> ) <sub>y</sub> =		13.26	(m)	
<=	1	(m)	7	GR <sub>x,y</sub>	7	GR <sub>r</sub>	DIRECCION MAYOR			
>=	3	(m)	8	GR <sub>x,y</sub>	11	GR <sub>r</sub>	K <sub>x</sub> =		183500	(L/m)
INTERPOLANDO		8		GR <sub>x,y</sub>	11	GR <sub>r</sub>	K <sub>r</sub> =		50300000	(l <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ad)
		G(l/m <sup>2</sup> )=		564		DIRECCION MEJOR				
						K <sub>y</sub> =		189000	(L/m)	
						K <sub>y</sub> =		22100000	(l <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ad)	

NIVEL	X	Y	Lx	Ly	I <sub>xx</sub>	I <sub>yy</sub>	M <sub>i</sub>	H <sub>i</sub>	MH <sub>i</sub>	MH <sub>i</sub> <sup>2</sup>	J <sub>x</sub>	J <sub>y</sub>
	m	m	m	m	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	t·s <sup>2</sup> m	m	t·s <sup>2</sup>	t <sup>2</sup> m <sup>2</sup>	t <sup>2</sup> m <sup>2</sup>	t <sup>2</sup> m <sup>2</sup>
AZOTEA	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	65.060	43.20	2810.59	121417	123458	128099
TRECE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	67.681	40.05	2710.62	108560	110683	115511
DOCE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	67.681	36.90	2497.42	92155.1	94277.8	99106.5
ONCE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	67.681	33.75	2284.23	77092.9	79215.6	84044.2
DIEZ	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	68.440	30.60	2094.87	64103.2	66200.3	71134.6
NUEVE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	68.460	27.45	1879.22	51584.8	53731.9	58616.1
OCHO	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	68.460	24.30	1663.57	40424.9	42572.1	47456.3
SIETE	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.398	21.15	1467.76	31043.3	33219.8	38171.0
SEIS	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.398	18.00	1249.16	22485.0	24661.5	29612.6
CINCO	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.398	14.85	1030.56	15303.8	17480.4	22431.5
CUATRO	20	9.7	32.85	19.4	19987.5	65454.5	69.878	11.70	817.573	9665.6	11757.2	16742.2
E1	20	9.7	15.00	19.4	9126.7	50925.0	32.734	9.10	297.879	2710.7	3737.3	8439.2
E4	20	9.7	20.75	19.4	12625.3	51736.1	39.428	7.25	285.853	2072.4	3309.0	7139.8
E2	20	9.7	15.00	19.4	9126.7	50925.0	31.442	6.50	204.373	1328.4	2314.6	6830.8
E5	20	9.7	20.75	19.4	12625.3	51736.1	40.847	4.65	189.939	883.2	2164.3	6132.9
E3	20	9.7	15.00	19.4	9126.7	50925.0	37.962	3.30	125.275	413.4	1604.0	7056.8
E6	20	9.7	20.75	19.4	12625.3	51736.1	61.688	2.05	126.460	259.2	2194.0	8187.4
BASE	20	9.7	39.85	19.4	24246.7	102311	120.193	0.00	0.000	0.0	3769.7	15906.4
m despl	20	9.7	39.85	19.4	24246.7	102311	-311.928	-3.30	-1029.0	-3396.9	-13180.0	-44677.7
					Masa*		1115.8				663220.8	725942.5
Periodos con base flexible							T <sub>x</sub> =	0.4150	(s)	T <sub>1y</sub> =	1.4029	(s)
W <sub>o</sub> · Masa Desplazada = 803.921 t·s <sup>2</sup> /m ***							T <sub>2x</sub> =	0.7215	(s)	f <sub>1x</sub> =	0.7128	(Hz)
0.7 · W <sub>o</sub> = 781.0943 t·s <sup>2</sup> /m							T <sub>2y</sub> =	0.4098	(s)	T <sub>1y</sub> =	2.4169	(s)
*** Valor usado para calcular T <sub>x</sub> , T <sub>y</sub>							T <sub>3y</sub> =	1.1388	(s)	f <sub>1y</sub> =	0.4138	(Hz)

**TABLA 9a . COMPARACION DE LOS PRIMEROS MODOS EN L Y T, ENTRE LOS MODELOS DE BASE FLEXIBLE Y LAS EXPRESIONES DEL RCDF, EMPLEANDO EN AMBOS CALCULOS LAS RIGIDEZES DEL CRITERIO DE NOVAK.**

MODELO	ETABS				RCDF			
	DIRECCION L		DIRECCION T		DIRECCION L		DIRECCION T	
	T (s)	F (Hz)	T (s)	F (Hz)	T (s)	F (Hz)	T (s)	F (Hz)
JMPIN	1.172	0.853	2.045	0.489	1.204	0.831	2.114	0.473
JMPIN1	1.312	0.762	2.058	0.486	1.343	0.746	2.123	0.471
J1IN	1.397	0.716	2.373	0.421	1.430	0.699	2.447	0.409
J2IN	1.553	0.644	2.381	0.420	1.584	0.631	2.440	0.410
J2MIN	1.558	0.642	2.551	0.392	1.588	0.630	2.606	0.384
J2EIN	1.555	0.643	2.433	0.411	1.587	0.630	2.493	0.401
J2RIN	1.567	0.638	2.387	0.419	1.597	0.626	2.445	0.409
J2MCIN	1.667	0.600	2.564	0.390	1.698	0.589	2.621	0.382
JBINCN	1.706	0.586	2.660	0.376	1.733	0.577	2.714	0.368
JBINCA	1.812	0.552	2.660	0.376	1.841	0.543	2.716	0.368

**TABLA 9b . COMPARACION DE LOS PRIMEROS MODOS EN L Y T, ENTRE LOS MODELOS DE BASE FLEXIBLE Y LAS EXPRESIONES DEL RCDF, EMPLEANDO EN AMBOS CALCULOS LAS RIGIDEZES DE LA PROPUESTA DEL RCDF.**

MODELO	ETABS				RCDF			
	DIRECCION L		DIRECCION T		DIRECCION L		DIRECCION T	
	T (s)	F (Hz)	T (s)	F (Hz)	T (s)	F (Hz)	T (s)	F (Hz)
JMPIN	1.318	0.760	2.241	0.446	1.381	0.724	2.353	0.425
JMPIN1	1.437	0.666	2.249	0.445	1.504	0.665	2.361	0.424
J1IN	1.511	0.662	2.544	0.393	1.589	0.626	2.665	0.375
J2IN	1.652	0.605	2.549	0.392	1.722	0.581	2.650	0.377
J2MIN	1.657	0.604	2.707	0.369	1.726	0.579	2.803	0.357
J2EIN	1.655	0.604	2.598	0.385	1.725	0.580	2.698	0.371
J2RIN	1.668	0.600	2.553	0.392	1.735	0.576	2.654	0.377
J2MCIN	1.761	0.568	2.721	0.367	1.828	0.547	2.817	0.355
JBINCN	1.796	0.557	2.810	0.356	1.861	0.537	2.904	0.344
JBINCA	1.899	0.527	2.811	0.356	1.961	0.510	2.905	0.344

NOTA: EN LOS CALCULOS DE LA PROPUESTA DEL RCDF, NO SE TOMO EN CUENTA LA MASA DESPLAZADA DEL EDIFICIO EN LA TABLA 11. SE MUESTRA UN EJEMPLO DE CALCULO DEL PERIODO NATURAL DE LA ESTRUCTURA APLICANDO ESTE CRITERIO

**TABLA 9c. SINTESIS DE RESULTADOS DE LAS TABLAS 5, 6, 7 Y 8. FRECUENCIAS (Hz).**

VIBRACION AMBIENTAL		J1IN		J1	
L	T	L	T	L	T
0.73	0.44	0.71	0.42	0.88	0.48

NOVAK		BASE FLEXIBLE		RCDF	
L	T	L	T	L	T
0.70	0.41	0.63	0.38	0.38	*
0.71	0.41	0.65	0.38	0.38	**

\* Sin masa desplazada

\*\* Con masa desplazada



**TABLA 10. FACTORES DE DIRECCION MODAL DE LOS MODELOS DE VIBRACION AMBIENTAL.**

BASE FLEXIBLE					BASE RIGIDA				
MODELO	MOD0	L	T	R	MODELO	L	T	R	
JMFINA 1,2	1	0 00	99 98	0 02	JMFINA 1,2	0 00	99 99	0 00	
	2	99 88	0 00	0 12		3 13	0 13	96 74	
	3	0 00	0 34	99 50		96 91	0 00	3 09	
JMPINB 1,3,4	1	0 00	99 96	0 04	JMPINB 1,3,4	0 00	99 97	0 03	
	2	99 84	0 00	0 16		6 18	0 12	93 70	
	3	0 20	0 23	99 56		93 96	0 00	6 13	
JFIN 3,4,5	1	0 00	99 98	0 02	JFIN 3,4,5	0 00	99 99	0 01	
	2	99 84	0 00	0 16		44 26	0 09	55 65	
	3	0 21	0 19	99 60		55 78	0 06	44 15	
JFIN 3,5	1	0 00	99 98	0 02	JFIN 3,5	0 00	99 99	0 01	
	2	99 92	0 00	0 08		98 45	0 00	1 55	
	3	0 12	0 16	99 72		1 60	0 12	99 28	
JZMIN 3,4,5,6	1	0 00	99 99	0 00	JZMIN 3,4,5,6	0 00	99 99	0 00	
	2	99 95	0 00	0 05		99 04	0 00	0 96	
	3	0 10	0 14	99 76		1 01	0 11	98 88	
JZEIN 4,5	1	0 00	99 98	0 02	JZEIN 4,5	0 00	99 99	0 01	
	2	99 86	0 00	0 14		97 22	0 00	2 78	
	3	0 18	0 15	99 67		2 82	0 11	97 07	
JZRIN 3,4,5,7	1	0 00	99 96	0 04	JZRIN 3,4,5,7	0 00	99 98	0 02	
	2	99 99	0 00	0 01		99 83	0 00	0 17	
	3	0 06	0 16	99 78		0 22	0 12	99 66	
JZMCIN 5,8	1	0 00	99 99	0 00	JZMCIN 5,8	0 00	99 99	0 00	
	2	99 98	0 00	0 02		99 84	0 00	0 16	
	3	0 06	0 12	99 80		0 20	0 10	99 70	

**NOMENCLATURA:**

- 1: Sección bruta en vigas. L: Dirección Longitudinal. T: Dirección Trásversal. R: Torsión  
 2: Muros de mampostería de fachadas laterales representados como paneles.  
 3: Muros de mampostería de fachadas laterales representados como diagonales equivalentes  
 4: Muros de mampostería del cubo de escaleras representados como diagonales equivalentes.  
 5: Sección agrietada en vigas.  
 6: Rampas representadas como losas inclinadas  
 7: Sin considerar las rampas de estacionamiento  
 8: Muros de concreto de fachadas laterales

**TABLA 11. FRECUENCIAS Y FACTORES DE DIRECCION MODAL, DEL MODELO JAL (BASICO), AL SOMETERLO A VARIACIONES EN LA POSICION DEL CENTRO DE MASAS.**

MODELO	MODOS	FRECUENCIA Hz	FACTORES DE DIRECCION MODAL		
			L	T	R
JX1Y1	1	0.607	0.00	99.46	0.53
	2	0.966	26.81	0.51	72.68
	3	1.031	73.18	0.12	26.69
JX1Y2	1	0.607	0.00	99.47	0.52
	2	0.983	3.17	0.60	96.22
	3	1.015	96.82	0.01	3.16
JX1Y3	1	0.607	0.00	99.47	0.52
	2	0.976	18.68	0.52	80.80
	3	1.022	81.31	0.10	18.58
JX2Y1	1	0.607	0.00	99.97	0.03
	2	0.976	26.83	0.06	73.10
	3	1.031	73.16	0.02	26.81
JX2Y2	1	0.610	0.00	99.97	0.03
	2	0.983	3.21	0.08	96.70
	3	1.015	96.78	0.00	3.20
JX2Y3	1	0.610	0.00	99.97	0.03
	2	0.976	18.63	0.06	81.29
	3	1.022	81.36	0.01	18.62
JX3Y1	1	0.609	0.00	99.82	0.17
	2	0.963	24.96	0.17	74.86
	3	1.030	75.03	0.04	24.92
JX3Y2	1	0.609	0.00	99.82	0.17
	2	0.980	2.68	0.20	97.10
	3	1.015	97.31	0.00	2.68
JX3Y3	1	0.609	0.00	99.82	0.17
	2	0.974	16.54	0.19	83.26
	3	1.022	83.45	0.02	16.52

**NOTA:**

Estos resultados corresponden a la variación, del centro de masas y del momento de masa de inercia, efectuada en el modelo JMPB. Para ver la posición de cada uno de los centros de masa consúltese la figura 15

**TABLA 12. FRECUENCIAS NATURALES ( Hz) CALCULADOS DE LOS DIFERENTES MODELOS ANALITICOS PARA REPRODUCIR LA RESPUESTA DE LOS SISMOS DE PEQUEÑA Y MODERADA INTENSIDAD.**

BASE FLEXIBLE					BASE RIGIDA			
MODELO	MODOS	L	T	R	MODELO	L	T	R
JS11N Diagonales (1) Sección Añgetada (2)	1	0.499	0.332	0.575	JS1 Diagonales (1) Sección Añgetada (2)	0.545	0.359	0.583
	2	1.905	1.101	1.795		2.068	1.120	1.867
	3	3.602	2.048	3.323		4.335	2.120	3.540
	4	5.082	3.205	4.509		6.813	3.403	5.268
JS21N Diagonales (1) Sección Bruta (3)	1	0.571	0.404	0.635	JS2 Diagonales (1) Sección Bruta (3)	0.641	0.464	0.649
	2	2.061	1.357	1.954		2.255	1.390	2.034
	3	3.738	2.433	3.486		4.566	2.545	3.775
	4	5.278	3.614	4.017		7.068	3.626	5.617
JS31N Diagonales (4) Sección Añgetada (2)	1	0.527	0.333	0.616	JS3 Diagonales (4) Sección Añgetada (2)	0.582	0.359	0.626
	2	2.062	1.102	2.121		2.396	1.120	2.210
	3	3.910	2.048	3.804		5.366	2.117	4.572
	4	6.060	3.215	5.144		8.581	3.408	7.064
JS41N Paneles (5) Sección Añgetada (2)	1	0.524	0.335	0.604	JS4 Paneles (5) Sección Añgetada (2)	0.578	0.361	0.614
	2	2.040	1.108	1.969		2.280	1.126	2.075
	3	3.792	2.057	3.624		4.850	2.125	4.060
	4	5.573	3.215	4.812		7.639	3.408	6.131
JS51N Paneles (6) Sección Añgetada (2)	1	0.567	0.337	0.656	JS5 Paneles (6) Sección Añgetada (2)	0.637	0.364	0.658
	2	2.273	1.114	2.330		2.749	1.132	2.511
	3	4.186	2.054	4.026		6.142	2.127	5.312
	4	6.835	3.223	5.976		9.936	3.415	6.719
JS61N Paneles (6) Sección Añgetada (2, 7)	1	0.657	0.375	0.752	JS6 Paneles (6) Sección Añgetada (2, 7)	0.776	0.414	0.771
	2	2.463	1.253	2.456		2.982	1.279	2.742
	3	4.354	2.307	4.131		6.390	2.392	5.532
	4	7.065	3.501	6.163		10.344	3.749	8.624

**NOMENCLATURA DE LOS MODELOS:**

- Muros de concreto de las fachadas laterales añgetados representados como diagonales equivalentes.
  - Sección añgetada en vigas.
  - Sección bruta en vigas.
  - Muros de concreto de las fachadas laterales representados como diagonales equivalentes.
  - Muros de concreto de las fachadas laterales añgetados representados como paneles equivalentes.
  - Muros de concreto de las fachadas laterales representados como paneles equivalentes.
  - Muros de mampostería representados como diagonales equivalentes.
- L: Dirección longitudinal    T: Dirección transversal    R: Torsión.

**TABLA 13. FRECUENCIAS NATURALES CALCULADAS DE LOS DIFERENTES MODELOS ANALITICOS DEL EDIFICIO PARA REPRODUCIR LA RESPUESTA ANTE SISMOS DE PEQUEÑA Y MODERADA INTENSIDAD**

BASE FLEXIBLE									
TRABES AGRIETADAS					TRABES NO AGRIETADAS				
MODELO	MOD0	L	T	R	MODELO	MOD0	L	T	R
JS7IN Columnas 1	1	0.499	0.333	0.575	JS7 Columnas 1	1	0.571	0.404	0.635
	2	1.910	1.104	1.796		2	2.065	1.359	1.955
	3	3.614	2.057	3.326		3	3.749	2.441	3.497
	4	5.107	3.223	4.519		4	5.301	3.626	7.577
JS8IN Paneles 2	1	0.497	0.331	0.574	JS8 Paneles 2	1	0.568	0.403	0.634
	2	1.885	1.096	1.794		2	2.037	1.353	1.954
	3	3.560	2.040	3.322		3	3.696	2.429	3.496
	4	4.971	3.200	4.511		4	5.161	3.615	7.568
JS9IN 1 y 2	1	0.497	0.331	0.574	JS9 1 y 2	1	0.568	0.403	0.635
	2	1.885	1.097	1.794		2	2.038	1.353	1.955
	3	3.561	2.040	3.323		3	3.698	2.430	3.497
	4	4.972	3.201	4.511		4	5.161	3.615	7.572
JS10IN Rampas 3	1	0.518	0.362	0.593	JS10 Rampas 3	1	0.590	0.438	0.555
	2	1.932	1.191	1.880		2	2.090	1.448	2.029
	3	3.573	2.173	3.376		3	3.707	2.535	3.532
	4	5.064	3.259	4.542		4	5.267	3.640	4.519

**NOMENCLATURA EMPLEADA EN LOS MODELOS:**

- 1: Columnas 5,6,10,16,20,21 y 22, del nivel E6 se consideran con agrietamiento
- 2: Muros del cubo de elevadores considerados con sección agrietada
- 3: Rampas representadas como losas de muy alta rigidez en su propio plano

**NOTAS:**

- Todos los modelos se realizaron con base en el modelo JS11N, el cual considera base flexible y sección agrietada en trabes

**TABLA 14 . FRECUENCIAS NATURALES (Hz) CALCULADAS DE LOS MODELOS INGENIERILES DEL EDIFICIO PARA REPRODUCIR LA RESPUESTA ANTE SISMOS DE PEQUEÑA Y MODERADA INTENSIDAD.**

BASE FLEXIBLE					BASE RIGIDA				
MODELO	MODOS	L	T	R	MODELO	MODOS	L	T	R
JING1F 1,3	1	0.637	0.412	0.727	JING1 1,3	1	0.753	0.466	0.736
	2	2.404	1.382	2.535		2	2.944	1.420	2.678
	3	4.404	2.442	4.567		3	6.377	2.574	5.446
	4	7.140	3.669	6.470		4	10.225	3.968	8.731
JING2F 2,3	1	0.617	0.386	0.699	JING2 2,3	1	0.705	0.428	0.718
	2	2.379	1.288	2.473		2	2.883	1.314	2.615
	3	4.368	2.301	4.531		3	6.307	2.410	5.526
	4	7.092	3.522	6.409		4	10.143	3.763	8.620
JING3F 1,4	1	0.656	0.434	0.763	JING3 1,4	1	0.768	0.498	0.785
	2	2.470	1.470	4.634		2	3.016	1.511	2.777
	3	4.466	2.539	5.632		3	6.498	2.724	5.637
	4	7.273	2.644	9.497		4	10.403	4.176	8.969
JING4F 2,4	1	0.632	0.404	0.728	JING4 2,4	1	0.731	0.453	0.746
	2	2.429	1.357	2.546		2	2.949	1.389	2.706
	3	4.419	2.399	4.591		3	6.429	2.533	5.707
	4	7.210	3.653	6.549		4	10.328	3.937	8.860
JING5F 2,5	1	0.729	0.448	0.840	JING5 2,5	1	0.887	0.512	0.862
	2	2.700	1.515	2.798		2	3.255	1.557	2.983
	3	4.785	2.653	4.900		3	6.805	2.826	5.827
	4	7.619	3.994	6.882		4	10.798	4.316	9.255

**NOMENCLATURA DE LOS MODELOS:**

- 1: Sección bruta en vigas
- 2: Sección agrietada en vigas
- 3: Modelos analizados considerando zonas rígidas en nudos del 50%
- 4: Modelos analizados considerando zonas rígidas en nudos del 100%
- 5: Modelos con muros de mampostería como diagonales

- L Dirección longitudinal  
T Dirección transversal  
R Torsión

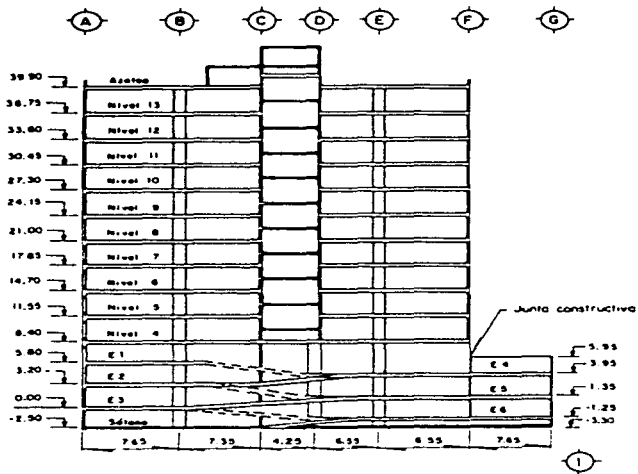
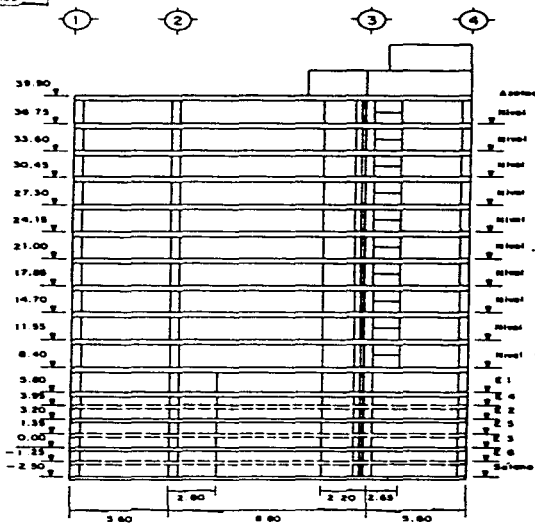


Figura 1. Cortes longitudinal ( izq. )  
y transversal del edificio.



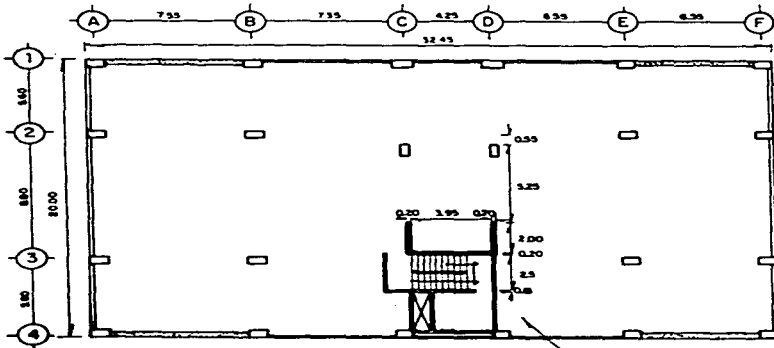
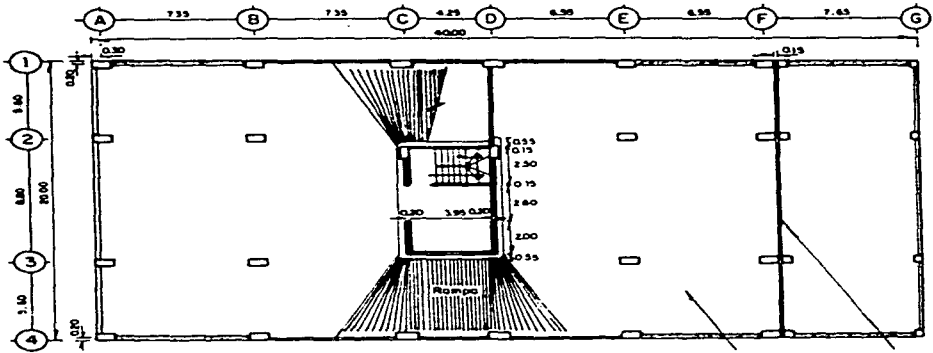


Figura 2. Plantas de estacionamiento ( arriba ), tipo

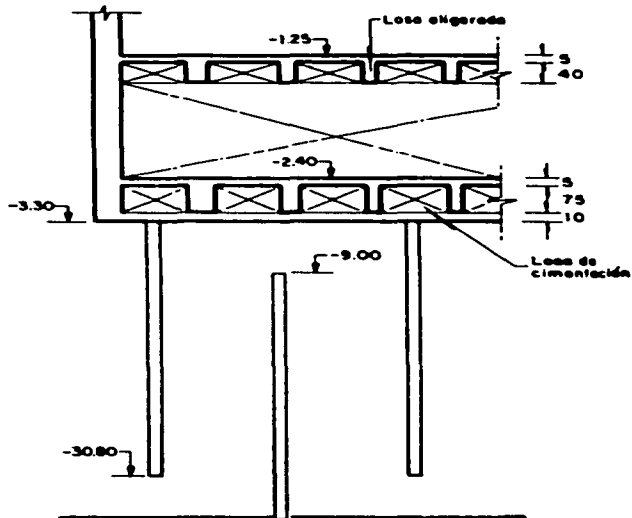


Figura 3.. Corte de la cimentación.



Columna Tipo	Niveles							
	AZOTEA-DOCE		ONCE-NUEVE		OCHO-SEIS		CINCO-SOTANO	
	B (cm) <sup>*</sup>	H (CM) <sup>*</sup>	B (cm) <sup>*</sup>	H (CM) <sup>*</sup>	B (cm) <sup>*</sup>	H (CM) <sup>*</sup>	B (cm) <sup>*</sup>	H (CM) <sup>*</sup>
1	40	40	40	50	40	50	40	60
2	35	50	40	55	50	60	50	70
3	40	50	40	60	50	60	50	70
4	50	40	50	50	50	60	50	70
5**	60	75	65	80	70	90	80	100
6**	70	60	80	65	90	70	100	70
7							30	30
8							30	50

\* La dimensión B es paralela a la dirección transversal del edificio, la dimensión H es paralela a la dirección longitudinal

\*\* Estas dimensiones corresponden a las columnas encamisadas después de la reestructuración

TIPO DE COLUMNA	UBICACION***
1	A1, A4, F1, F4
2	B1, B4, E1, E4
3	C1, C4, D1, D4
4	A2, A3, F2, F3
5	B2, B3, E2, E3
6	C2, D2
7	F'1, F'4, G1, G4
8	F'2, F'3, G2, G3

\*\*\* Corresponden a los ejes señalados en la figura 2 (plantas del edificio).

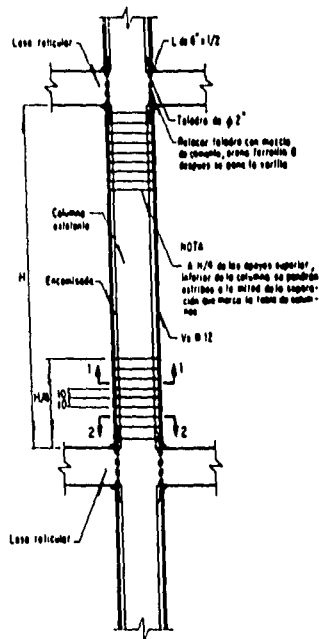
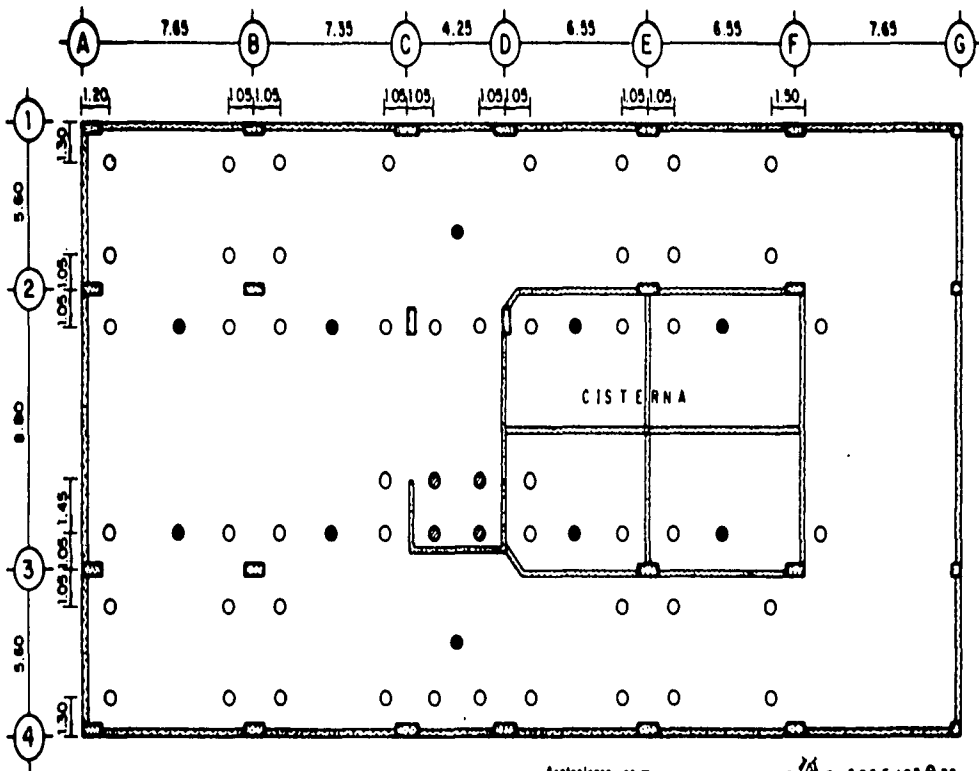
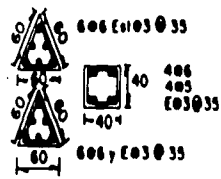


Figura 4. Encamisado (der.) y dimensiones de las columnas (arriba izq.).



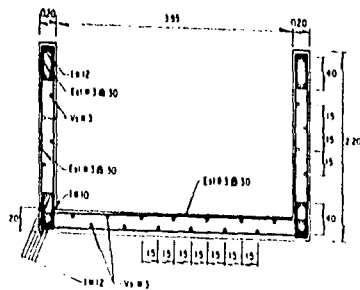
Anotaciones, en m

- 50 Pilotes sección triangular, 60cm de lado y de 28m de longitud del nivel -2.80 al -30.80
- 10 Pilotes de sección cuadrada de 40cm de lado y 26m de longitud del nivel -9.00 al -35.00
- 4 Pilotes sección triangular, 60cm de lado y de 28m de longitud del nivel -2.80 al -30.80



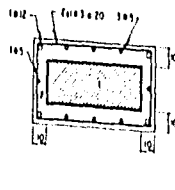
• VS 05 • VS 06

Figura 5. Planta de cimentación y localización de pilotes

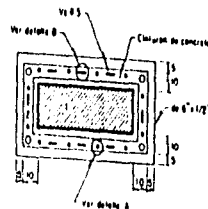


Muro de concreto M 1

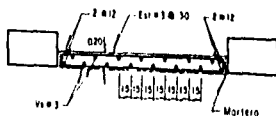
Acotaciones en mm



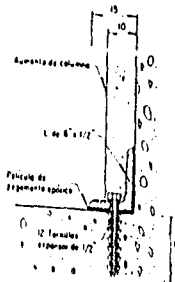
Corte 1-1



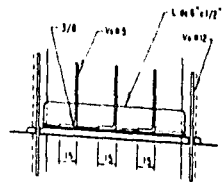
Corte 2-2



Muro de concreto M2



Detalle A



Detalle B

Figura 6. Muros de concreto (izq.) y detalles del reforzamiento.

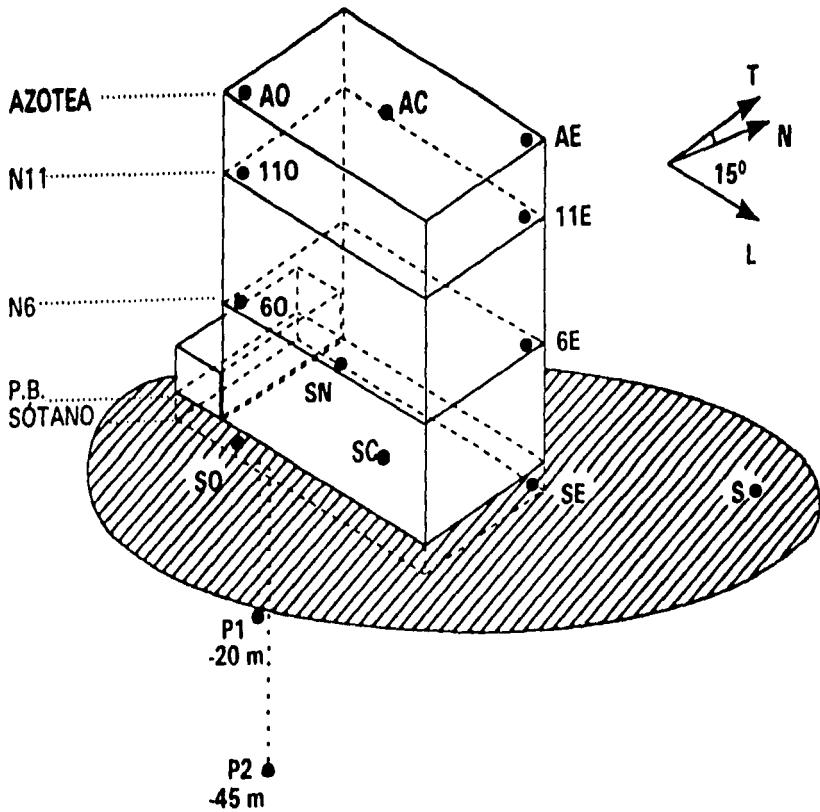
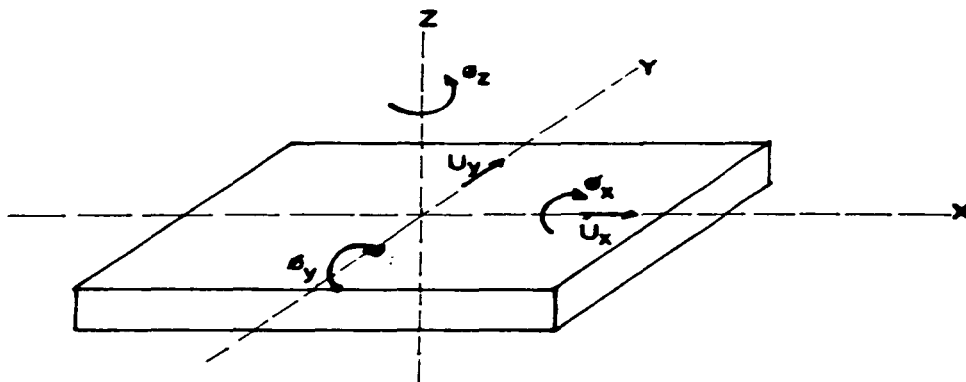


Figura 7. Localización de los acelerógrafos.

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA



Si el movimiento del punto A difiere cuando se presentan cargas dinámicas, por la presencia de la cimentación, hay interacción suelo-estructura.



Grados de libertad considerados en la cimentación:

$U_x$ : desplazamiento en la dirección X.

$U_y$ : desplazamiento en la dirección Y.

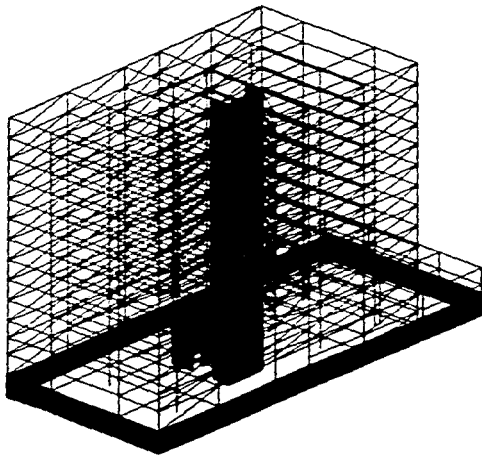
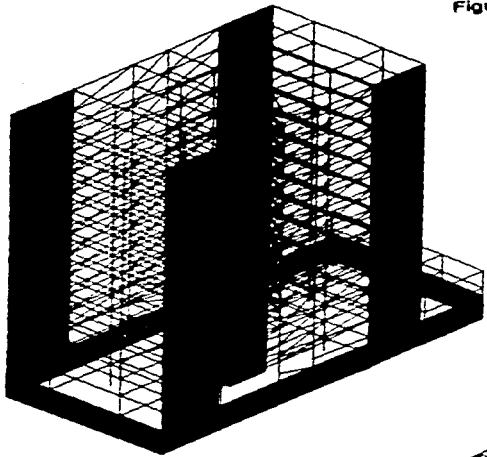
$\phi_x$ : cabeceo en la dirección y ( rotación alrededor del eje x )

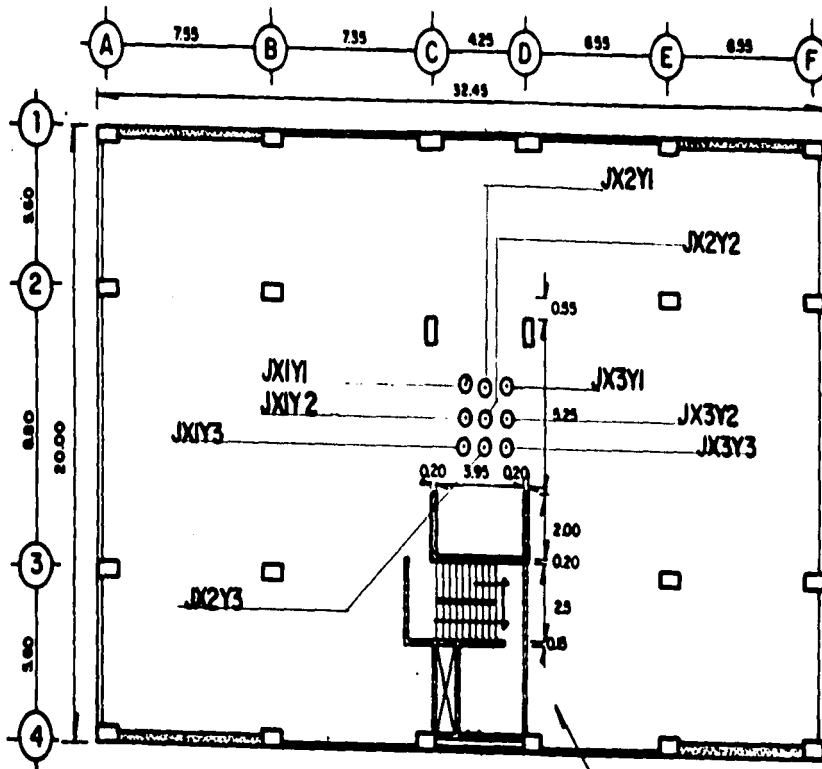
$\phi_y$ : cabeceo en la dirección x ( rotación alrededor del eje y )

$\phi_z$ : torsión alrededor del eje vertical z

Figura 8. Interacción suelo-estructura.

Figura 9a. Modelo básico ( izq. ) y 9b. modelo calibrado.





Afectaciones en m

Figura 10. Evaluación de efectos de excentricidad en el edificio. Posiciones de los centros de masa utilizados en el análisis

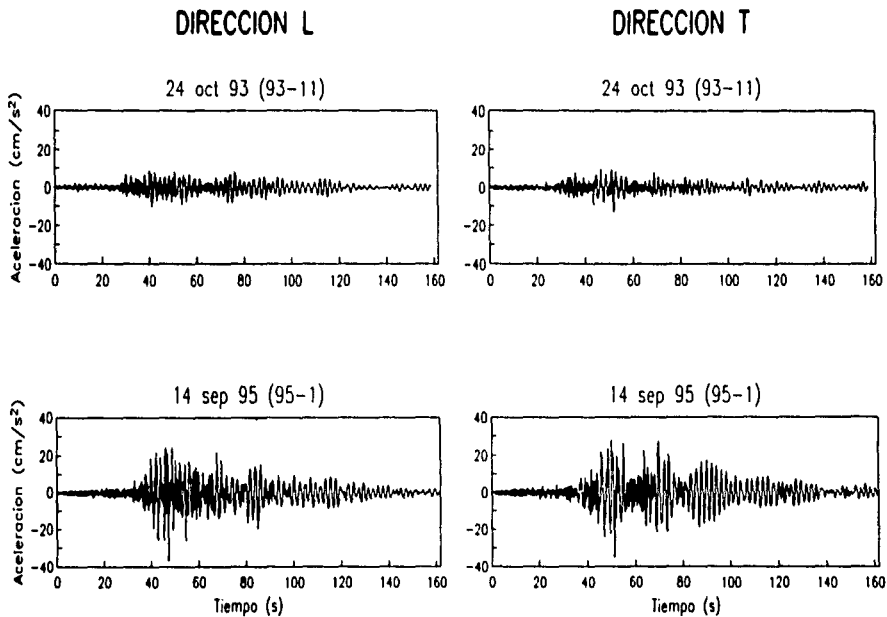


Figura 11. Historias de aceleración de los eventos sísmicos 93-11 y 95-1.



Figura 12. Comparación de las respuestas experimentales ( línea continua ) y analíticas ( línea discontinua ) del evento 93-11 ( Respuesta analítica calculada con un 5% de amortiguamiento ).

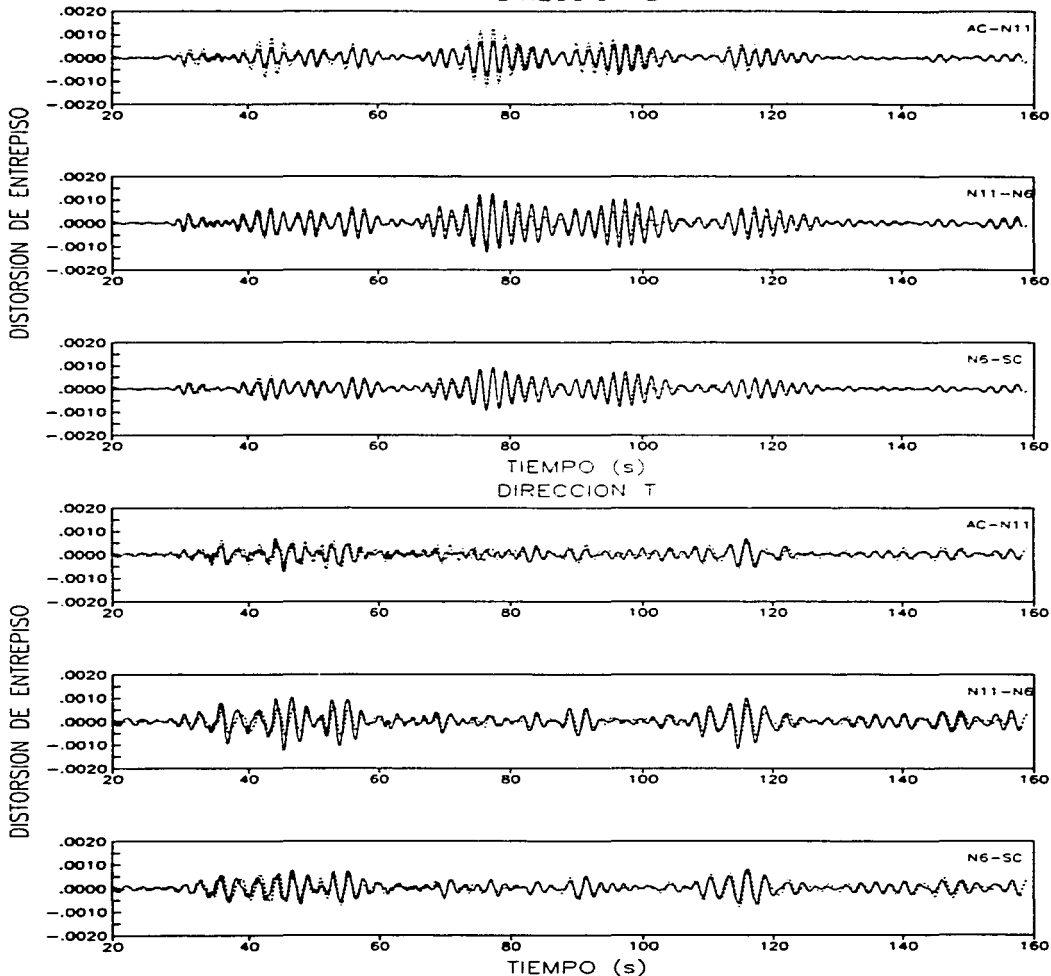


Figura 13. Comparación de las respuestas experimentales ( línea continua ) y analíticas ( línea discontinua ) del evento 93-11 ( Respuesta analítica calculada con un 6.15% de amortiguamiento ).

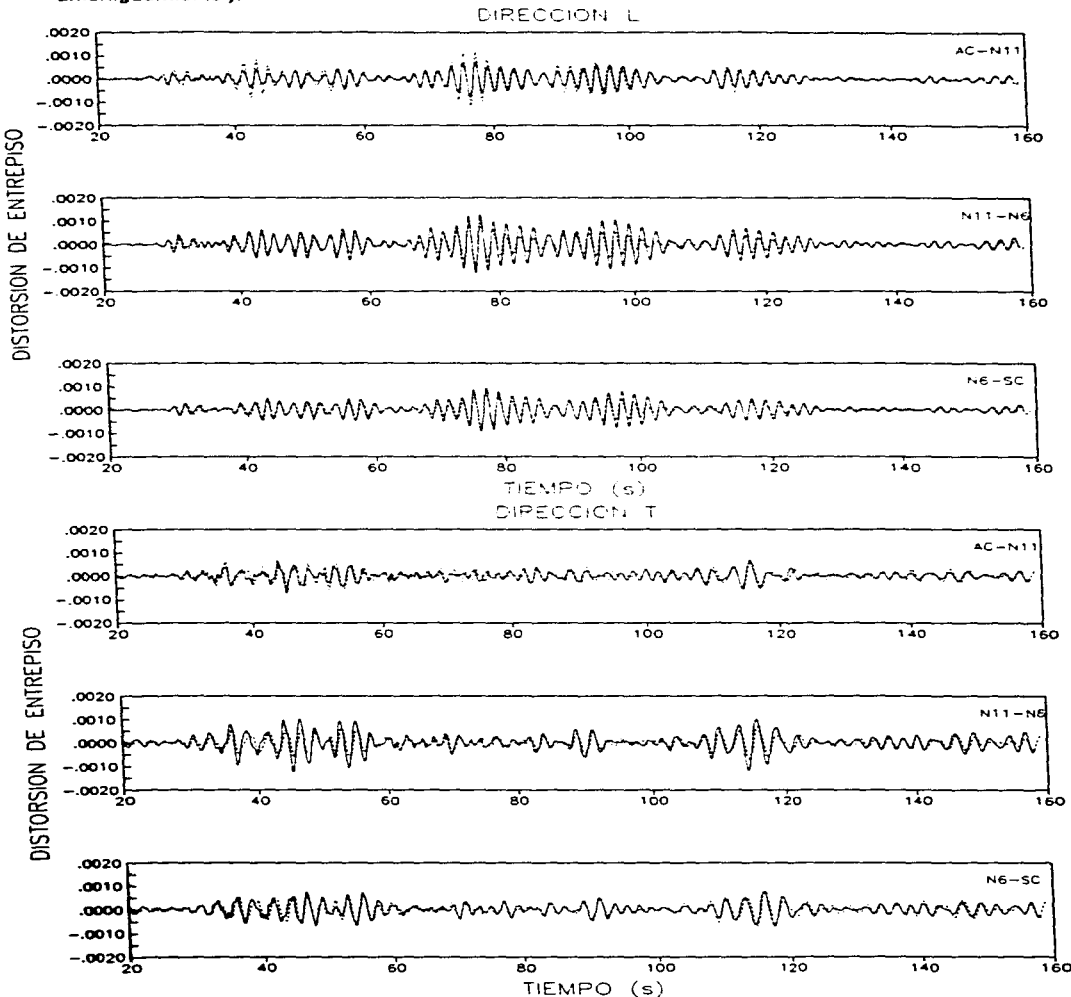


Figura 14. Comparación de las respuestas experimentales ( línea continua ) y analíticas ( línea discontinua ) del evento 95-1 ( Respuesta analítica calculada con un 5% de amortiguamiento ).

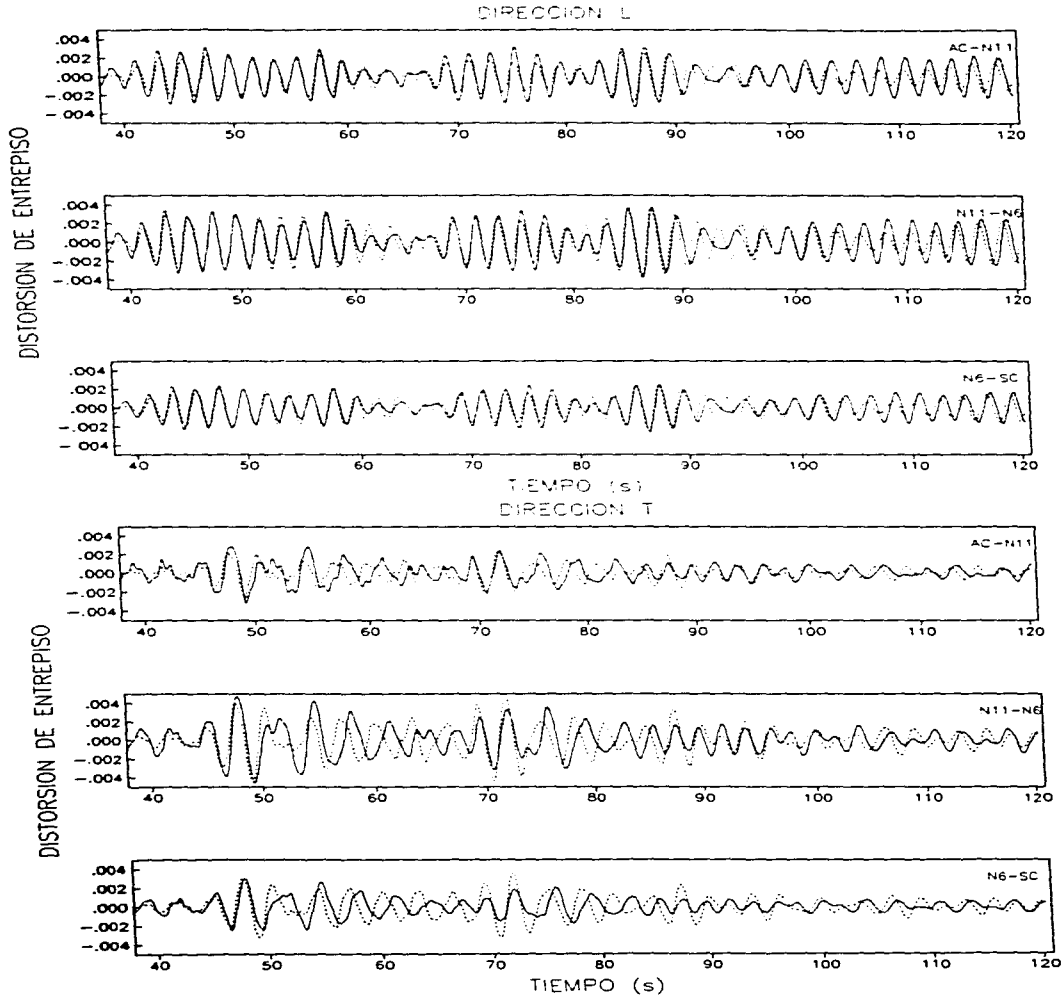


Figura 15. Comparación de las respuestas experimentales ( línea continua ) y analíticas ( línea discontinua ) del evento 95-1 ( Respuesta analítica calculada con un 5.7% de amortiguamiento ).

