

201
1-79

Universidad Nacional Autónoma de México



FACULTAD DE INGENIERIA.

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica

IMPORTANCIA DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA
EN EL ANALISIS DE UN EDIFICIO

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

presenta

ANTONIO VIEVRA TENA

México, D. F.

Mayo 1989



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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

INDICE

	Pag.
CAPITULO 1	
INTRODUCCION	1
1.1 Generalidades.....	1
1.1.1 Importancia de la interacción suelo-estructura.....	1
1.1.2 Análisis dinámico de sistemas suelo-estructura.....	2
1.2 Modelación del suelo para su análisis dinámico.....	3
1.2.1 Semi-espacio elástico o viscoelástico.....	4
1.2.2 Elementos finitos.....	4
1.3 Objetivo.....	5
1.4 Antecedentes.....	5
CAPITULO 2	
ANALISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE PROGRAMA SUPER-ETABS	8
2.1 Generalidades.....	8
2.2 Estructura del archivo de datos.....	9
2.2.1 Control de información.....	10
2.2.2 Datos de piso.....	11
2.2.3 Datos de marco.....	11
2.2.4 Ubicación de los diferentes marcos.....	12
2.2.5 Datos del espectro de respuesta de aceleración de un sismo.....	13
2.2.6 Combinación de cargas.....	13
2.3 Archivo de resultados.....	13
CAPITULO 3	
ANALISIS DINAMICO SIN EFECTO DE INTERACCION CON EL SUELO	15
3.1 Recopilación de información.....	15
3.2 Pruebas con ultrasonido.....	17
3.3 Modelo matemático.....	19
3.4 Resultados.....	20
CAPITULO 4	
EFECTO DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA	21
4.1 Generalidades.....	21
4.2 Módulo de rigidez al cortante del suelo G.....	21
4.3 Amortiguamiento del suelo.....	24
4.4 Modelación de la interacción suelo-estructura.....	25
4.5 Determinación de los elementos de rigidez del suelo.....	27
4.6 Resultados.....	33

CAPITULO 5		
COMPARACION CON MEDICIONES DE CAMPO		35
5.1	Método experimental de vibración ambiental.....	35
5.2	Resultados.....	38
CAPITULO 6		
COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECANICOS		39
6.1	Excitación a aplicar.....	39
6.1.1	Sismología del lugar.....	39
6.1.2	El sismo del 19 de septiembre de 1985.....	42
6.1.3	Daños en el edificio de estudio.....	44
6.2	Modelación del sismo.....	44
6.3	Resultados.....	45
CAPITULO 7		
IMPORTANCIA DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA		47
7.1	Desplazamientos.....	47
7.2	Elementos mecánicos.....	49
CAPITULO 8		
COMENTARIOS FINALES		50
REFERENCIAS		54
TABLAS Y FIGURAS		57

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1 GENERALIDADES.

1.1.1 IMPORTANCIA DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

La importancia de la naturaleza del suelo en la respuesta sísmica de estructuras es cada vez más aceptada, y aún más en el Valle de México, debido a la presencia en él de arcillas tan deformables, lo cual provoca una enorme amplificación de las ondas sísmicas y además niveles muy altos del fenómeno de interacción suelo-estructura.

La naturaleza del subsuelo afecta a la respuesta de la estructura de diferentes maneras:

- El subsuelo puede amplificar o atenuar la excitación sísmica que se transmite desde el lecho de roca firme hasta la cimentación de la estructura.
- Las propiedades dinámicas de las estructuras tendrán variaciones ante la presencia de suelos flexibles sobre el lecho de roca firme, variaciones tales como cambios en las formas modales y en los períodos de vibración.
- La presencia de suelo flexible bajo la estructura, provoca que una parte significativa de energía vibracional sea disipada por medio del amortiguamiento, tanto del material como por radiación.

La interacción suelo-estructura se puede definir como la relación de respuesta interdependiente entre una estructura y el suelo sobre el cual se apoya.

Existe interacción suelo-estructura si para el movimiento de un punto cualquiera ubicado en la entrecara suelo-estructura difiere del movimiento que ocurriría en ese mismo punto si no existiese la estructura, dicho movimiento incluye traslación vertical y horizontal y giro sobre un eje vertical (torsión) y horizontal (balanceo), es decir el comportamiento de la estructura depende del suelo sobre el cual está cimentada, mientras que por otra parte el comportamiento del suelo depende en cierta manera de la estructura que yace sobre él.

1.1.2 ANALISIS DINAMICO DE SISTEMAS SUELO-ESTRUCTURA.

En la actualidad hay una gran diversidad de maneras para idealizar a las estructuras de los edificios debido en gran parte a los avances de la computación, pero en algunos modelos se hacen suposiciones que no son del todo acertadas, ya que no están suficientemente respaldadas en bases experimentales.

La interacción suelo-estructura es un fenómeno que resulta muy complicada su idealización, por lo que se han realizado simplificaciones para elaborar modelos que lo representen lo mejor posible, pero aún así, en la práctica generalmente no se toma en cuenta, ya que se supone a los edificios rigidamente empotrados en su base, aunque dicha suposición puede traer consigo consecuencias serias, como las ocasionadas por los sismos de septiembre de 1985, es por esto la necesidad de hacer más énfasis en el estudio experimental de edificios reales para determinar sus propiedades dinámicas y poder correlacionar los resultados obtenidos con modelos matemáticos del sistema suelo-estructura lo más simples posible y acordes con la realidad del problema.

En la búsqueda de modelos matemáticos que representen las propiedades dinámicas del sistema suelo-estructura, se presentan serios problemas de costo, complejidad y validez de los modelos. Uno de estos problemas es que para tales modelos es necesario una gran cantidad de recursos computacionales, por lo que se requiere de modelos simples que economisen el uso de la computadora, otro problema es la excitación que hay que aplicar al sistema suelo-estructura lo ideal sería tomar el movimiento que se transmite desde el lecho de roca firme hasta el sistema suelo-estructura, y que atraviesa la capa de suelo, pero debido a que se conoce mucho menos acerca del movimiento del lecho de roca y la amplificación de la capa del suelo, se opta generalmente por aplicar el movimiento que ocurre en campo libre.

Los parámetros que definen las propiedades dinámicas del suelo son dependientes de la frecuencia de excitación, por lo que una simplificación importante es considerar estos parámetros como independientes al modelar la interacción suelo-estructura.

1.2 MODELACION DEL SUELO PARA SU ANALISIS DINAMICO.

Un modelo dinámico ideal del suelo es aquel en el que se representan la rigidez del suelo, el amortiguamiento del material, el amortiguamiento por radiación y su comportamiento no lineal, tomando en cuenta la variación en las propiedades del suelo en tres dimensiones.

Existen basicamente dos métodos en los cuales se basa la modelación de la influencia de las propiedades dinámicas del suelo sobre la estructura en estudio, los cuales son el método del semi-espacio elástico o viscoelástico y el método del elemento finito.

1.2.1 SEMI-ESPACIO ELASTICO O VISCOELASTICO.

Este método supone que la estructura está descansando sobre un semi-espacio elástico o viscoelástico homogéneo que generalmente se representa por medio de una serie de resortes y amortiguadores; en base a este método se han desarrollado varios modelos con particularidades diferentes.

- Resortes en el nivel de la base: en este modelo se representa la influencia del suelo sobre la estructura mediante resortes y amortiguadores ubicados en la base de la estructura, considerandose comportamiento lineal elástico del suelo y las constantes de los resortes y amortiguadores independientes de la frecuencia de excitación.

- Masas concentradas y resortes: este modelo tiene la peculiaridad de considerar la estratificación del suelo suponiendo un resorte y un amortiguador para cada estrato, la no linealidad del comportamiento del suelo puede tomarse en cuenta usando análisis lineales iterativos.

1.2.2 ELEMENTOS FINITOS.

El modelo basado en el método del elemento finito es actualmente el que menos incertidumbres presenta, pero también resulta ser el más caro, con él se puede considerar el amortiguamiento por radiación, admite cambios en la rigidez del suelo formulados explícitamente, por lo que toma en cuenta la estratificación del suelo. El método presenta varios tipos de fronteras para representar la radiación de energía vibracional fuera del sistema. La no linealidad del comportamiento del suelo puede ser modelada por elementos finitos no lineales, pero el análisis debe hacerse en el dominio del tiempo, lo cual resulta ser muy caro.

1.3 OBJETIVO.

El objetivo de este trabajo es hacer un estudio comparativo de la respuesta dinámica de un edificio, analizándolo primero con base empotrada y posteriormente considerando el fenómeno de interacción suelo-estructura.

1.4 ANTECEDENTES.

El edificio elegido para el estudio fue el cuerpo "AB" del Centro Nacional de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), el cual consta de otros tres cuerpos que colindan por medio de juntas constructivas con el edificio a estudiar. Todos los edificios contaban hasta antes de los sismos de septiembre de 1985 con una planta baja y 10 pisos adicionales, con una altura total aproximada de 34.5 metros. El conjunto de edificios está ubicado en la esquina que forman la avenida Universidad y el eje vial 4 sur Xola (fig. 1.1).

El conjunto de edificios fue proyectado por el Arquitecto Raúl Cacho, construyéndose entre los años de 1948 y 1953 sobresaliendo su decoración exterior con murales a base de mosaicos de piedras de colores naturales, en los cuales se plasman aspectos característicos de nuestra cultura, obra del arquitecto Juan O'Gorman.

En un principio el conjunto de edificios estaba proyectado para hospital del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS) pero posteriormente fue comprado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y la Secretaría de Obras Publicas (SOP), quienes instalaron ahí sus oficinas centrales.

El 16 de septiembre de 1974 ocurrió un incendio considerable en el sexto piso del cuerpo "B"; el fuego duró alrededor de 2 horas y 15 minutos, por lo que se presume que afectó considerablemente a la estructura, ya que fue en este piso donde se presentaron las fallas de columnas que ocasionó el colapso parcial del edificio durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

Después de los daños sufridos con los sismos de septiembre de 1985 y en base al alto valor cultural del conjunto de edificios considerados patrimonio cultural de la nación, se optó por recuperar los murales en forma de tabletas, reconstruir los edificios y volver a colocar los murales.

La reconstrucción consistiría en demoler los cinco pisos superiores a la falla, reforzar los seis pisos inferiores y volver a construir los cinco pisos superiores, pero esta vez con estructura de acero.

Las razones por las cuales se eligió el edificio "AB" del Centro Nacional de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para realizar en él un estudio comparativo de análisis dinámico considerando primero base empotrada y posteriormente tomando en cuenta el fenómeno de interacción suelo-estructura son las siguientes:

- El edificio se encuentra ubicado en una zona donde el estrato de arcilla lacustre sobre la roca firme es considerable, alrededor de 30 metros, por lo que el fenómeno de interacción suelo-estructura es importante.
- El edificio sufrió grandes desplazamientos, rotación y giros en su base durante los sismos de septiembre de 1985, lo cual le provocó colapso parcial, por lo que sería interesante aplicar una sollicitación igual al edificio en las condiciones actuales.
- Durante los sismos de 1985 se tenía instalado en el sitio donde están ubicados los edificios un acelerómetro digital, el cual registró los

movimientos, por lo que se cuenta con la suficiente información para realizar un análisis espectral adecuado al edificio.

- El edificio a estudiar colinda en tres de sus caras con otros tantos edificios, limitados por juntas constructivas de alrededor de 10 a 15 centímetros, por lo que se presume que el sismo causó un fuerte golpeteo entre ellos.

- El conjunto de edificios del Centro Nacional de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes tiene un alto valor cultural razón por lo que se pensó en su reconstrucción, siendo el presente trabajo un punto de referencia del estado actual de la estructura.

- Después de que fueron demolidos los cinco pisos superiores de cada edificio, el Instituto de Ingeniería de la UNAM por medio del Ingeniero Neftalí Rodríguez Cuevas, realizó mediciones de vibración ambiental de los edificios, siguiendo la técnica desarrollada en el Instituto, identificandose periodos naturales así como formas características de vibración, las cuales se compararán con los resultados analíticos obtenidos en este trabajo.

CAPITULO 2

ANALISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE PROGRAMA SUPER-ETABS

2.1 GENERALIDADES.

Para determinar analíticamente las características dinámicas de la estructura a estudiar, se desarrolló un modelo matemático de acuerdo al método propuesto por el programa de computación SUPER-ETABS (Enhanced Three-dimensional Analysis for Buildings Systems).

El programa SUPER-ETABS permite realizar análisis lineales elásticos de estructuras sometidas a la acción de cargas estáticas y dinámicas.

Dicho programa considera a la estructura en estudio como un sistema de subestructuras formado por marcos planos y muros de cortante, los cuales están interconectados por diafragmas de piso, que se consideran infinitamente rígidos en su plano.

Una gran ventaja que presenta el programa es la de poder admitir tres grados de libertad por diafragma, que son, dos desplazamientos horizontales de traslación y una rotación alrededor de un eje vertical, el cual pasa por el centro de cortante de cada piso.

El programa puede obtener la respuesta global de la estructura, sometida a la acción de cargas estáticas y dinámicas; dicha respuesta consiste en desplazamientos por piso, fuerzas cortantes por piso y momentos torsionantes y de volteo en cada piso. Obtiene además los elementos mecánicos de cada miembro de la estructura generados por la respuesta global, tomando en consideración los efectos P- Δ .

Para que el programa lleve a cabo el análisis de respuesta dinámica de una estructura es necesario introducir como datos el espectro de respuesta de aceleración de un sismo en un determinado lugar.

Para tomar en cuenta la flexibilidad de la base de un edificio, el programa tiene la opción de introducir un piso ficticio en la base de la estructura, en donde las propiedades de los elementos de este piso adicional, serán tales que representen las propiedades dinámicas del suelo.

Para utilizar el programa SUPER-ETABS es necesario elaborar un archivo de datos, en el cual se contengan las propiedades estructurales del edificio en estudio.

El programa fue utilizado en una microcomputadora AT de 512 KB de capacidad, que además cuenta con un coprocesador 8087-6 (8 MHz).

2.2 ESTRUCTURA DEL ARCHIVO DE DATOS.

El archivo de datos de entrada para el programa SUPER-ETABS consta de 6 secciones principales:

- Control de información
- Datos de piso
- Datos de marco
- Ubicación de los diferentes marcos
- Datos del espectro de respuesta de aceleración de un sismo
- Combinación de cargas

2.2.1 CONTROL DE INFORMACION.

En esta sección se introducen datos tales como:

- o Número de pisos que tiene la estructura a analizar, contando también pisos ficticios, si es el caso.

- o El número de marcos con diferentes propiedades que pueda tener el edificio o con diferentes cargas estáticas aplicadas.

- o El número total de marcos con que cuenta el edificio.

- o El número de condiciones de carga a aplicar al edificio dinámicas y estáticas.

- o El tipo de análisis que se quiera hacer. El programa permite realizar diferentes análisis, entre los cuales están entre otros: análisis con cargas estáticas solamente, análisis para determinar frecuencias y modos de vibrar solamente y análisis de respuesta espectral en donde se determinan frecuencias, modos de vibrar y elementos mecánicos de cada miembro del edificio.

- o El número de frecuencias que se quieran calcular.

- o Las direcciones en las que se van a calcular las frecuencias, ya sea cualquiera de las dos direcciones ortogonales de traslación individualmente o las dos de traslación y la de rotación simultáneamente.

- o El valor de la aceleración de la gravedad.

- o Identificación del edificio a analizar.

2.2.2 DATOS DE PISO.

En esta sección se requieren datos tales como:

- o Identificación del piso que se trate.
- o Distancia de entrepiso.
- o Masa traslacional de cada piso.
- o Masa rotacional, tomando los momentos de inercia con respecto al centro de masa de cada piso.
- o Es en esta sección donde el programa permite suponer elementos elásticos (resortes) que simulan la rigidez para desplazamiento de traslación en un determinado piso, con la introducción de las constantes de dichos resortes.

2.2.3 DATOS DE MARCO.

Es necesario introducir en esta sección datos tales como:

- o Número de identificación del marco.
- o Número de niveles con que cuenta el marco.
- o Número de líneas de columnas y crujiás en el marco.
- o Número de propiedades diferentes de columnas y trabes en el marco.

o Número de cargas estáticas verticales diferentes, aplicadas en el marco (puntuales o uniformemente repartidas).

o Número de muros de cortante y contraventeos del marco.

o Identificación del marco.

o Coordenadas de los diferentes ejes de columnas que conforman el marco, esto en base a un sistema de referencia local.

o Son requeridos también las propiedades de las columnas y trabes, tales como: módulo de elasticidad, área neta y área de cortante de cada sección.

o Las cargas estáticas verticales son aplicadas a las trabes del marco, recurriendo a momentos de empotramiento.

o Identificación de la posición en el marco, de cada columna y trabe de diferentes propiedades.

o Posición en el marco y propiedades de muros y contraventeos.

2.2.4 UBICACION DE LOS DIFERENTES MARCOS.

Es en esta sección donde es armado el edificio en forma tridimensional, con cada uno de los marcos previamente conformados, los datos a colocar son:

o Número de identificación de cada marco.

o Coordenadas del sistema de referencia local de cada marco con respecto al sistema de referencia global del edificio.

o Angulo de giro que tiene cada marco con respecto al eje X del sistema de referencia global (fig. 2.1).

2.2.5 DATOS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA DE ACELERACION DE UN SISMO

Es en esta sección donde se define la excitación a la que estará sujeto el edificio; dicha excitación puede estar definida por un espectro de respuesta de aceleración de cualquier sismo o bien por un espectro de diseño; son necesarios los siguientes datos:

o Número de puntos que definen el espectro de aceleraciones.

o El valor de la aceleración de la gravedad.

o La dirección en la cual actuará el sismo, en base al ángulo que forma con el sistema de referencia global del edificio.

o Puntos que definen al espectro que se aplicará (Período, aceleración).

2.2.6 COMBINACION DE CARGAS

En esta sección es donde se permite combinar las cargas a las que se someterá el edificio, en diferentes proporciones si así se quiere, por ejemplo aplicar al edificio las cargas verticales al 100 % y un determinado porcentaje del sismo.

2.3 ARCHIVO DE RESULTADOS.

El contenido del archivo de resultados dependera del tipo de análisis que

se haya solicitado realizar, pudiendo contener períodos y formas modales de la estructura, así como desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos de volteo por piso además de elementos mecánicos en cada miembro de la estructura.

CAPITULO 3

ANALISIS DINAMICO SIN EFECTO DE INTERACCION CON EL SUELO

3.1 RECOPIACION DE INFORMACION.

Para realizar la modelación matemática del edificio "AB" del Centro Nacional de SCT se consideró el estado que guardaba la estructura en el mes de noviembre de 1987, fecha en que se realizaron las mediciones de vibración ambiental.

El edificio estaba constituido basicamente por una estructura esquelética de 6 niveles (planta baja y cinco pisos superiores) formados por columnas, trabes, vigas secundarias, losas planas, escaleras y dos muros laterales de mampostería de 10 metros de longitud colocados a todo lo alto del edificio orientados en la dirección longitudinal en el extremo norte del edificio y en los cuales estaban sustentados los muros. Los pisos, ventanería y acabados habían sido removidos.

Al realizar una inspección ocular al edificio, se notaron daños considerables en escaleras y en algunas columnas y trabes, se notó también un desplome de aproximadamente 20 centímetros del quinto piso al nivel del suelo, hacia la parte sur del edificio.

La información necesaria para la modelación del edificio fue obtenida de planos estructurales suministrados por la Dirección General de Servicios Técnicos de SCT, los datos que no estaban contenidos en los planos fueron medidos directamente en campo. Se recopiló información de las dimensiones de cada elemento estructural, procediendo después a determinar sus propiedades geométricas.

Para determinar las propiedades de las trabes se tomó en cuenta la contribución de la losa, considerando secciones "T" o "L", según el caso, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del D.D.F. (ref. 9). La contribución de las escaleras a la rigidez de la estructura se consideró mediante diagonales equivalentes.

Para la obtención de la masa traslacional de cada piso del edificio se tomó en cuenta el peso de todos los elementos estructurales tales como losas, columnas, trabes, vigas secundarias, escaleras, murales y pretilas, además de que se tomó en cuenta su posición para la determinación del centro de masa de cada piso, el valor utilizado de la aceleración de la gravedad fue de 9.81 m/s^2 , se consideró el peso específico del concreto reforzado de 2.4 ton/m^3 . Cabe mencionar que el análisis realizado es con fines comparativos por lo que no se consideró carga viva.

Un parámetro necesario para tomar en cuenta la rotación de los sistemas de piso del edificio es la masa rotacional, la cual se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$M_r = \frac{m}{A} (I_x + I_y)$$

Donde:

M_r : Masa rotacional ($\text{ton s}^2 \text{ m}$)

m : Masa traslacional ($\text{ton s}^2 / \text{m}$)

I_x , I_y : Momentos de inercia del piso con respecto a su centro de masa (m^4)

A : Area del sistema de piso (m^2)

3.2 PRUEBAS CON ULTRASONIDO.

Para la determinación del módulo dinámico de Young del concreto de la estructura se realizaron pruebas de ultrasonido a algunas columnas del edificio; esta técnica consiste en la medición de la velocidad de tránsito de pulsos ultrasónicos a través del concreto.

Para la realización de las pruebas se utilizó un equipo generador de pulso ultrasónico que consta de cuatro partes esenciales: generador de pulso ultrasónico (20 000 Hertz), transductor de emisión, transductor de recepción y sincronizador de oscilación de pulso (ref. 15).

El generador emite un pulso que viaja a través del material, indicándose el tiempo en microsegundos en que recorre la distancia entre transductores colocados en el elemento de concreto, determinándose la velocidad del pulso mediante la siguiente expresión:

$$\text{Velocidad de pulso} = \frac{\text{Longitud de la ruta}}{\text{tiempo de transmisión}}$$

Para realizar las mediciones existen tres formas diferentes de colocar los transductores del pulso: directa, indirecta y semi-directa (fig.3.1). Para el edificio en cuestión se utilizó la forma directa y la indirecta.

Es necesario al realizar las mediciones de ultrasonido, tener cuidado de no colocar los transductores cerca del acero de refuerzo, ya que de ser así no se estaría midiendo la velocidad de pulso en el concreto, si no que se estaría midiendo la velocidad de pulso del acero, la cual es mayor.

Se efectuaron pruebas en aproximadamente 8 columnas por nivel obteniéndose una velocidad promedio en cada uno de ellos. Según el criterio de evaluación de Agarwall y otros (ref. 20), indican que la calidad del

concreto es buena si la velocidad de pulso es mayor de 3 km/s, regular para velocidades comprendidas entre 2.5 y 3 km/s y pobre si la velocidad es inferior a 2.5 km/s. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 3.1.

Ya habiendo determinado la velocidad de transmisión de pulso, se obtuvo el módulo dinámico del concreto con la siguiente expresión (ref.13):

$$E_D = 16148 e^{0.73v}$$

Donde:

E_D : Módulo dinámico de Young (kg/cm²)

e : base de los logaritmos naturales

v : velocidad de transmisión del pulso ultrasónico (km/s)

Los resultados del módulo dinámico de Young promedio por nivel se resumen en la tabla 3.1. Se observa que el módulo es mayor en la planta baja del edificio, debido a que en este nivel el confinamiento del concreto es mayor.

Cabe destacar que la calidad del concreto del edificio es aceptable, debido en parte a que en los tiempos de la construcción del edificio había en el D.F. la posibilidad de obtener agregados de muy buena calidad, los cuales en la actualidad son muy difíciles de encontrar, además de que según estudios realizados a concretos viejos se observa que su resistencia a la compresión simple va creciendo conforme aumenta su edad, y dependiendo de la relación agua-cemento con que haya sido fabricado alcanza un máximo aproximadamente a los 30 años de edad, que es cuando comienza a deteriorarse, fenómeno que en la actualidad no se ha investigado ampliamente. El concreto del edificio estudiado tiene aproximadamente una edad de 35 años, por lo que su calidad todavía es buena, prueba de esto es que en todos los niveles la velocidad promedio del pulso ultrasónico fue mayor de 3 km/s.

3.3 MODELO MATEMATICO.

Habiendo determinado la geometría y propiedades del concreto del edificio en estudio, se procedió a elaborar un modelo matemático que lo representara, para realizarle un análisis dinámico con ayuda del programa SUPER-ETABS.

En la modelación se consideró a la estructura formada por 8 niveles los cuales son planta baja, 5 pisos superiores, cimentación y un piso ficticio. Se consideraron elementos elásticos (resortes) en el nivel de cimentación los cuales representan la rigidez al desplazamiento horizontal del suelo. El piso ficticio y los resortes son consideraciones necesarias para la representación del efecto de interacción suelo-estructura, el cual se estudiará en el siguiente capítulo.

Para simular a la estructura con base empotrada se consideró la rigidez de los resortes y el área de las columnas del piso ficticio tendientes a infinito.

Se consideraron en el modelo del edificio 9 marcos tipo, 5 en la dirección transversal (M1, M2, M3, M4, y M5) y 4 en la dirección longitudinal (M6, M7, M8 y M9), en los cuales se representan las características geométricas y dinámicas de columnas, trabes, muros en forma de paneles, escaleras en forma de diagonales equivalentes y losas contribuyendo con la ampliación de la sección de las trabes, la distribución de los marcos se muestra en la figura 3.4.

Cabe destacar que en el análisis realizado, el programa puede considerar la reducción de la altura de las columnas por la influencia del peralte de las trabes.

3.4 RESULTADOS.

Se obtuvieron en las dos direcciones ortogonales del edificio las tres primeras formas modales de flexión y sus periodos respectivos. Para dibujar las configuraciones modales se normalizó el trazo con respecto al desplazamiento modal en el sexto nivel.

La dirección longitudinal del edificio resultó ser la más rígida, obteniéndose un periodo fundamental de 0.441 seg, mientras que en la dirección transversal resultó ser de 0.539 seg. Las configuraciones modales y periodos del edificio se resumen en la figura 3.5 y tablas 3.2 - 3.3.

CAPITULO 4

EFECTO DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

4.1 GENERALIDADES.

Para relizar en el edificio en estudio un análisis dinámico en donde se considere el efecto de la interacción suelo-estructura es necesario conocer las propiedades que definen el comportamiento dinámico del suelo.

El comportamiento de suelos bajo carga dinámica depende de la magnitud de la deformación unitaria, de la velocidad de deformación unitaria y del número de ciclos de carga. Algunos suelos incrementan su resistencia bajo carga cíclica rápida, mientras que las arenas saturadas o arcillas sensitivas pueden perder resistencia con la vibración (ref. 1).

Existen dos parámetros claves que influyen de gran manera en el comportamiento dinámico de los suelos, los cuales son el módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento. Otros parámetros de consideración son el módulo de elasticidad, la relación de Poisson y la densidad de masa del suelo.

4.2 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE DEL SUELO G.

El módulo de cortante del suelo se puede determinar en campo o en laboratorio, en campo se hace mediante la medición de la velocidad de ondas de cortante y la densidad de la masa del suelo, y en base a la siguiente expresión (ref 1):

$$G = \rho v_s^2$$

Donde:

G : Módulo de rigidez al cortante del suelo (ton/m²)

ρ : Densidad de masa del suelo (ton s²/m⁴)

v_s : Velocidad de onda de cortante (m/s)

En laboratorio, la determinación del módulo de rigidez al cortante del suelo se hace en base al análisis de la curva esfuerzo-deformación unitaria por cortante, para esto debe de conocerse el nivel de deformación unitaria para el cual se determina el valor de G , ya que para deformaciones unitarias pequeñas la pendiente promedio de la curva representa el módulo, mientras que para deformaciones unitarias grandes la curva no es lineal por lo que el módulo no puede ser constante.

Para el caso en estudio, la determinación del módulo de rigidez al cortante del suelo se realizó mediante mediciones de velocidad de onda de cortante, para esto se empleo el método de la sonda suspendida, método desarrollado en Japón.

La técnica de la sonda suspendida consiste en llenar de agua o fluido de perforación un pozo previamente excavado, en este caso se perforó un pozo cerca del lugar donde se ubica el edificio, cuyas dimensiones fueron de 15 centímetros de diámetro y 55 metros de profundidad. Se introdujo una sonda suspendida de un cable a través de una polea, en el cable van contenidos los alambres eléctricos que se conectan a la unidad de control y medición ubicada en la superficie. La sonda consiste basicamente de una fuente de excitación, un filtro y dos unidades de medición con dos geófonos (uno horizontal y otro vertical), cada unidad separada un metro y alineadas con el eje largo del pozo.

Al ser activada la fuente de excitación genera una fuerza perpendicular al eje largo del pozo, excitando el agua y esta a su vez a las paredes del pozo. Las unidades de medición están diseñadas de tal forma que su peso sea

igual al peso del líquido desalojado por su volumen, de manera que al ocurrir la excitación tanto el líquido del pozo como las estaciones de medición se mueven simultáneamente, registrándose el tiempo de llegada de las ondas de cortante a cada estación. La velocidad de onda se determina mediante la diferencia de tiempos de llegada a los geófonos y su separación, que es de un metro, este procedimiento se va repitiendo, subiendo la sonda un metro cada vez.

Con la finalidad de determinar los parámetros más generales del suelo, se efectuaron otros dos sondeos mixtos en las inmediaciones de la Torre Central de Telecomunicaciones, de los cuales uno era sondeo de cono eléctrico y el otro fue continuo con extracción de muestras inalteradas; las profundidades de los pozos fueron de -43.7 y -42.0 metros bajo la superficie del terreno, utilizándose tubos Shelby de 10 cm de diámetro.

Las velocidades de onda de cortante a diferentes profundidades, así como los principales parámetros del suelo se resumen en la tabla 4.1.

Para la determinación del valor global de la velocidad de onda de cortante del suelo se sacó un promedio de la medida en todos los estratos, eliminando los valores extremos por lo que la velocidad de onda de cortante utilizada fue de 81.40 m/s, el valor del peso específico promedio del suelo fue de 1.2 ton/m³, determinándose así la densidad de masa y el módulo de elasticidad en cortante del suelo mediante la siguientes expresiones:

$$\rho = \frac{\gamma}{g} = \frac{1.2}{9.81} = 0.1223 \text{ ton s}^2/\text{m}^4$$

$$G = \rho v_g^2 = 0.1223 (81.40)^2 = 810 \text{ ton/m}^2$$

Donde:

γ : Peso específico promedio del suelo (ton/m³)

g : Aceleración de la gravedad (m/s²)

4.3 AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO.

Existen dos tipos de amortiguamiento fundamentales en el suelo: amortiguamiento del material y amortiguamiento por radiación.

- Amortiguamiento del material: es la pérdida de energía de vibración resultante principalmente por histéresis del suelo; el amortiguamiento es expresado como un porcentaje del amortiguamiento crítico, es de mencionarse que hasta hoy en día no se ha podido determinar el amortiguamiento del material en campo, la información existente es el producto de estudios de muestras en laboratorio o de modelos teóricos, por lo que los resultados son utilizados con fines comparativos.

- Amortiguamiento por radiación: es la cantidad de energía de vibración perdida a través de la radiación de ondas, que se alejan de la cimentación del edificio. Este tipo de amortiguamiento también presenta serias dificultades para medirse en campo, aunque se sabe que para traslación horizontal tiene valores superiores al 10 % del amortiguamiento crítico, mientras que para balanceo y torsión es del orden del 2 % (ref. 1). En este tipo de amortiguamiento tiene mucha influencia las fronteras reflejantes (cambios en la estratificación) que pueden bajar mucho el valor del amortiguamiento.

Las Normas Técnicas de Diseño por Sismo de D.D.F. consideran en las expresiones que proponen para la modelación de la interacción suelo-estructura un valor generalizado de amortiguamiento del 5 % del valor crítico, representando este porcentaje el amortiguamiento del sistema suelo-estructura, ya que es muy difícil definir la aportación del suelo y la estructura por separado.

4.4 MODELACION DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

Para tomar en cuenta el efecto de la interacción suelo-estructura en el análisis dinámico del edificio en cuestión se recurrió a modelar el suelo mediante el método del semi-espacio elástico, debido a que es en este método en el que se basan las Normas Técnicas de Diseño Sísmico del D.D.F., además de que este método es relativamente fácil de modelar en el programa de análisis utilizado (SUPER-ETABS).

Cabe hacer mención que en la actualidad es muy difícil considerar los efectos torsionantes en edificios, al igual que determinar la rigidez torsional del suelo, es por eso que el reglamento de construcciones del D.D.F. en su última publicación no considera estos efectos en las expresiones que ofrece para considerar la interacción suelo-estructura. Debido a estas razones en el presente trabajo no se consideran los efectos torsionantes.

Las Normas Técnicas de Diseño Sísmico del D.D.F. presentan expresiones para determinar las rigideces del suelo, en función del tipo y profundidad de la cimentación, del tipo de pilotes que tenga si es el caso, y de la zona del D.F. donde se ubique el edificio.

En el caso del edificio analizado cuenta con un nivel de desplante del cajón de cimentación de aproximadamente 3.10 metros, apoyado sobre pilotes de fricción y ubicado en la zona III por lo que le corresponden las siguientes expresiones para su rigidez:

$$K_x = 8 G R_x$$

$$K_r = 11 G R_r^3$$

Donde:

K_x : Rigidez horizontal del suelo bajo una estructura (ton/m)

K_r : Rigidez al balanceo del suelo bajo una estructura (ton m/rad)

G : Módulo de rigidez al cortante del suelo (ton/m²)

R_x y R_r : Radios equivalentes (m)

Para la determinación de las rigideces del suelo se han realizado estudios de vibración de una placa rígida apoyada sobre un semi-espacio elástico, la mayor parte de estos estudios se han efectuado a placas de forma circular debido a las facilidades de análisis que se logran (ref. 19), es por esta razón que para placas rectangulares de dimensiones BxL se procede a determinar radios equivalentes:

$$R_x = \left(\frac{A}{\pi} \right)^{1/2}$$

$$R_r = \left(\frac{4 I}{\pi} \right)^{1/4}$$

Donde:

R_x : Radio equivalente para el cálculo de la rigidez horizontal (m)

R_r : Radio equivalente para el cálculo de la rigidez al balanceo (m)

A : Área de la superficie neta de cimentación (m²)

I : Momento de inercia de la superficie neta de cimentación con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección en que se analiza (m⁴)

La idealización en el modelo de la rigidez horizontal del suelo en dos direcciones ortogonales, fue hecha mediante la introducción de elementos elásticos (resortes) colocados en el nivel de cimentación. La rigidez al

balanceo fue representada con la ayuda de un piso ficticio ubicado debajo del nivel de cimentación, en donde las propiedades geométricas de las columnas son tales que simulan la rigidez al balanceo del suelo, sin contribuir a la rigidez horizontal.

4.5 DETERMINACION DE LOS ELEMENTOS DE RIGIDEZ DEL SUELO.

La planta de cimentación del edificio tiene las siguientes dimensiones:

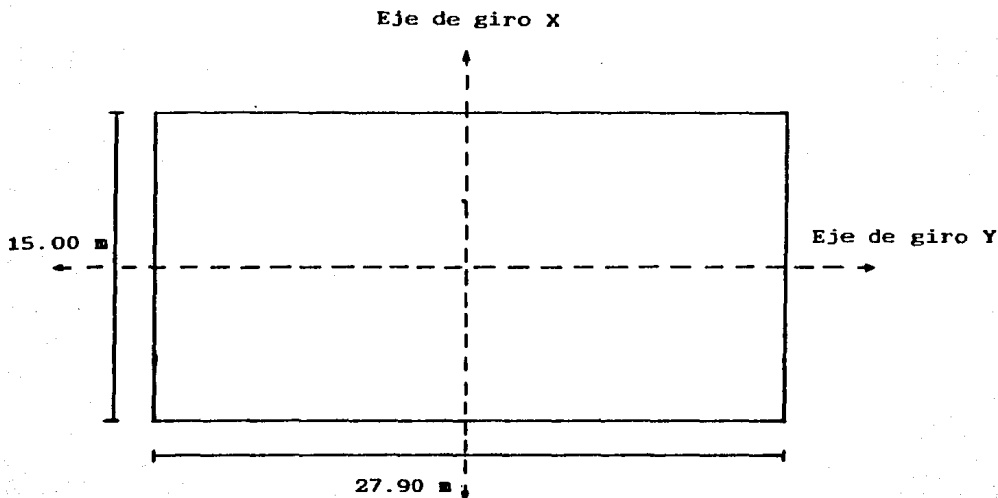


Fig. 4.1 Planta del cajón de cimentación.

Propiedades geométricas de la planta de cimentación:

$$A = (15.00) (27.90) = 418.50 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = \frac{(15.00) (27.90)^3}{12} = 27\,147 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{(27.90) (15.00)^3}{12} = 7\,847 \text{ m}^4$$

Determinación de los radios equivalentes:

$$R_x = \left[\frac{A}{\pi} \right]^{1/2} = \left[\frac{418.50}{\pi} \right]^{1/2} = 11.54 \text{ m}$$

$$R_{rDIRx} = \left[\frac{4 I_{yy}}{\pi} \right]^{1/4} = \left[\frac{4 (7\,847)}{\pi} \right]^{1/4} = 10.00 \text{ m}$$

$$R_{rDIRy} = \left[\frac{4 I_{xx}}{\pi} \right]^{1/4} = \left[\frac{4 (27\,147)}{\pi} \right]^{1/4} = 13.64 \text{ m}$$

Conocido el módulo de rigidez al cortante $G = 810 \text{ ton/m}^2$, se procedió a determinar las rigideces del suelo.

- Rigidez a la traslación horizontal:

$$K_x = 8 G R_x = 8 (810) (11.54) = 74\,779 \text{ ton/m}$$

Rigidez que se le dió a los elementos elásticos horizontales (resortes) de la base de la cimentación.

- Rigideces al balanceo:

$$K_{rDIRx} = 11 G R_{rDIRx}^3 = 11 (810) (10.00)^3 = 8\,910\,000 \frac{\text{ton m}}{\text{rad}}$$

$$K_{rDIRy} = 11 G R_{rDIRy}^3 = 11 (810) (13.64)^3 = 22\,616\,054 \frac{\text{ton m}}{\text{rad}}$$

-Determinación de las propiedades del piso adicional (obtención de las áreas de las columnas).

Suposiciones:

- Altura del piso adicional 1 m
- Las columnas tienen un módulo de Young de $2.0 \times 10^8 \text{ ton/m}^2$
- Las columnas están articuladas en sus dos extremos

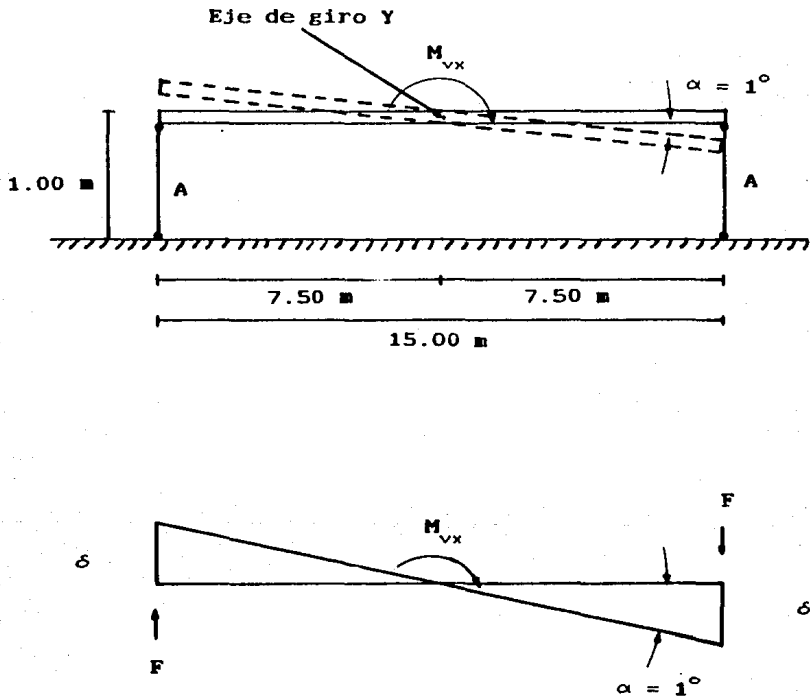


Fig. 4.2 Corte del piso ficticio en la dirección X, observese las columnas articuladas y el giro de 1° de la cimentación sobre el eje centroidal Y.

-Balanceo en la dirección X.

$$K_{rDIRx} = 8\ 910\ 000\ \text{ton m/rad} = 155\ 509\ \text{ton m/grado}$$

Considerando un giro de la base de la cimentación de 1 grado con respecto al eje de giro centroidal Y.

$$\text{si } \alpha = 1 \quad \frac{M_{vx}}{\alpha} = K_{rDIRx} = 155\ 509\ \text{ton m/grado}$$

Donde:

M_{vx} : Momento con respecto al eje de giro centroidal Y

δ : Deformación producida en las columnas al provocarse un giro de un grado en la planta de cimentación

$$\delta = 7.50 (\tan 1^\circ) = 0.1309\ \text{m}$$

La fuerza F que se requiere aplicar a las columnas para provocar en ellas una deformación δ y lograr un giro de 1° en la base de la cimentación con respecto al eje centroidal Y es igual a:

$$F = \frac{E A \delta}{L} = \frac{(2.0 \times 10^6) A (0.1309)}{1} = 261\ 826\ A\ \text{ton}$$

El par M_{vx} con respecto al eje de giro es igual a:

$$M_{vx} = \sum F_x d = 2 ((261\ 826\ A) (7.50)) = 3\ 927\ 390\ A\ \text{ton m}$$

$$\text{Pero: } \frac{M_{vx}}{\alpha} = K_{rDIRx} \quad (\text{ton m/grado})$$

$$3\ 927\ 390\ A = 155\ 509\ \text{ton m}$$

$$A = 0.039596\ \text{m}^2$$

De la figura 4.3 se deduce lo siguiente:

$$A = 2 A_1 + 3 A_2 \quad \therefore 2 A_1 + 3 A_2 = 0.039596$$

Simplificando:

$$A_1 + 1.5 A_2 = 0.019798 \quad (1)$$

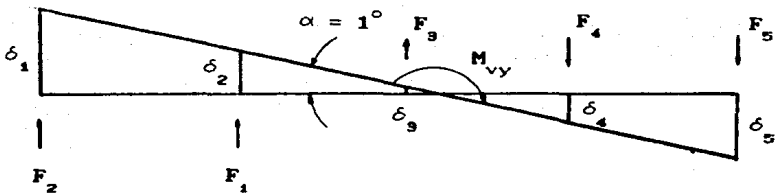
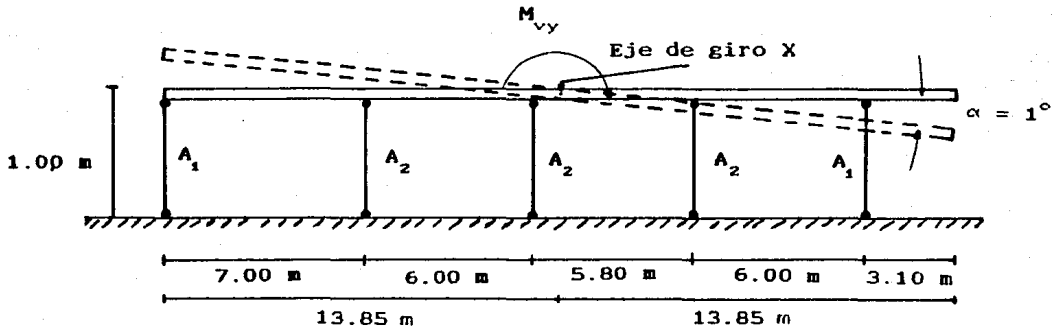


Fig. 4.3 Corte del piso ficticio en la dirección Y, observese el giro de 1° de la cimentación sobre el eje centroidal X.

-Balanceo en la dirección Y.

$$K_{rDIRy} = 22\ 616\ 054 \text{ ton m/rad} = 394\ 637 \text{ ton m/grado}$$

Considerando un giro de la base de cimentación de 1 grado con respecto al eje de giro centroidal X.

$$\text{si } \alpha = 1 \quad \frac{M_{vy}}{\alpha} = K_{rDIRy} = 394\ 637 \text{ ton m/grado}$$

La fuerza F_1 requerida para provocar una deformación δ_1 en la columna 1, y así lograr un giro de 1° en la base de la cimentación con respecto al eje de giro centroidal X, de acuerdo a la figura 4.3 es igual a:

$$F = \frac{E A \delta}{L} \quad (\text{ton})$$

$$\delta_1 = 0.2435 \quad \therefore \quad F_1 = (2.0 \times 10^6) (2 A_1) (0.2435)/1 = 974\ 000 A_1$$

$$\delta_2 = 0.1213 \quad \therefore \quad F_2 = (2.0 \times 10^6) (2 A_2) (0.1213)/1 = 485\ 240 A_2$$

$$\delta_3 = 0.0166 \quad \therefore \quad F_3 = (2.0 \times 10^6) (2 A_2) (0.0166)/1 = 66\ 320 A_2$$

$$\delta_4 = 0.0847 \quad \therefore \quad F_4 = (2.0 \times 10^6) (2 A_2) (0.0847)/1 = 338\ 640 A_2$$

$$\delta_5 = 0.1894 \quad \therefore \quad F_5 = (2.0 \times 10^6) (2 A_1) (0.1894)/1 = 757\ 560 A_1$$

Realizando una suma de momentos con respecto al eje de giro centroidal Y.

$$M_{vy} = 974\ 000 A_1 (13.95) + 485\ 240 A_2 (6.95) + 66\ 320 A_2 (0.95) + \\ + 338\ 640 A_2 (4.85) + 757\ 560 A_1 (10.85)$$

$$M_{vy} = 21\ 806\ 826\ A_1 + 5\ 077\ 826\ A_2$$

Pero:
$$\frac{M_{vy}}{\alpha} = K_{rDIRY} \quad (\text{ton m/grado})$$

$$21\ 806\ 826\ A_1 + 5\ 077\ 826\ A_2 = 394\ 637 \quad (2)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones:

$$A_1 + 1.5\ A_2 = 0.019798 \quad (1)$$

$$21\ 806\ 826\ A_1 + 5\ 077\ 826\ A_2 = 394\ 637 \quad (2)$$

$$A_1 = 0.017784\ m^2$$

$$A_2 = 0.001342\ m^2$$

Que son las áreas de las columnas del piso ficticio con las cuales se representó en el modelo matemático la rigidez al balanceo del suelo.

4.6 RESULTADOS.

Al determinar las características dinámicas del edificio considerando interacción suelo-estructura se observa que la dirección longitudinal resultó ser la más rígida con un período fundamental de 0.503 seg, mientras que en la dirección transversal fue de 0.670 seg.

Al realizar una comparación con los resultados obtenidos del análisis que considera la base empotrada, se observa un incremento considerable en los periodos obtenidos, incremento que se hace más evidente en la dirección más flexible. En el periodo fundamental de la dirección transversal el incremento fue del 24.30 % mientras que en la dirección transversal fue del

14.06 % (incrementos obtenidos tomando como base los valores considerando empotramiento), esto representa una disminución considerable de la rigidez del edificio al considerar el efecto de interacción suelo-estructura.

Los periodos y configuraciones modales obtenidas del análisis de base flexible y una comparación con las obtenidas del análisis con base empotrada se resumen en las tablas 4.2 - 4.4 y figura 4.4.

CAPITULO 5 COMPARACION CON MEDICIONES DE CAMPO

5.1 METODO EXPERIMENTAL DE VIBRACION AMBIENTAL.

Las estructuras localizadas en la zona del lago de la ciudad de México son sensibles a los movimientos ocasionados por el tránsito vehicular y la acción del viento, que constituyen fuentes de onda que se transmiten a través de las cimentaciones de los edificios provocandoles aceleraciones de hasta 1.5 cm/seg^2 en sus niveles superiores (ref 2).

En el mes de Noviembre de 1987 antes de que comenzara su reparación, se llevaron a cabo en el edificio estudiado una serie de mediciones de propiedades dinámicas en campo, mediante el método experimental de vibración ambiental. El edificio estaba formado para entonces unicamente con la estructura esquelética.

El equipo utilizado para realizar las mediciones de vibración ambiental en el edificio fue:

- Sensores de aceleración (acelerómetros) Donner-System modelo 4310
- Amplificadores de señal y filtros para evitar ruido de alta frecuencia
- Osciloscopio OS 300 para observación visual de la señal de cada sensor
- Analizador de espectros HP 3582 A con dos canales de observación

Se seleccionaron 8 puntos de medición en la estructura, en donde se colocaron placas de acrílico adheridas por medio de acero líquido para que la fijación fuese permanente y poder realizar mediciones posteriores, de modo de registrar la evolución de la rigidez del edificio, los lugares seleccionados fueron los siguientes:

- Tres puntos en la azotea, uno central sobre una línea vertical proxima a la posición de los centros de cortante de cada planta del edificio, los

otros dos puntos se colocaron formando una diagonal de la azotea uno en la esquina SE y el otro en la esquina NW.

- Se colocaron tres puntos de medición en la línea vertical de los centros de cortante de piso, en los niveles 4, 2 y PB esto con la finalidad de identificar modos naturales de vibrar de la estructura.

- Otros dos puntos de medición se colocaron en las esquinas SE y NW de la planta baja, con la finalidad de registrar aceleraciones verticales y horizontales.

A cada placa se atornilló un acelerómetro para registrar el movimiento (aceleración) del edificio en dos direcciones ortogonales entre si, los acelerómetros se conectaron mediante cables blindados de 6 hilos a un sistema de amplificadores y filtros planos entre 0 y 30 Hz, sistema donde es amplificada la señal 100 veces y se eliminan ruidos de alta frecuencia.

Después de pasar por el sistema de amplificadores y filtros la señal es enviada a un analizador de espectros HP 3582 A, el cual procesa la señal de cada acelerómetro por medio de la transformada rápida de Fourier, lo que permite obtener en tiempo real el espectro de la señal de cada sensor. En este proceso se utilizan valores estadísticos ya que se procesan 32 eventos con una duración cada uno de ellos de 12.5 segundos, para así obtener valores promedio de densidad espectral. La ventana de observación del movimiento utilizada fue la de 0 a 10 Hz, ya que se ha observado que con ella es suficiente para definir las principales características de vibración de edificios similares.

El analizador de espectros tiene la capacidad de procesar dos canales de señal al mismo tiempo, lo que permite obtener información sobre la relación entre ambas señales, como lo es la función de transferencia, tanto en amplitud como en fase.

La información obtenida del analizador de espectros fue:

- Densidad espectral, donde se muestra el promedio de aceleración correspondiente a cada frecuencia, lo cual define el espectro de aceleración del edificio.
- Coherencia entre los espectros de las dos señales procesadas simultáneamente por el analizador.
- Función de transferencia entre ambos espectros a fin de conocer la relación de aceleración de un sensor con respecto al otro en una frecuencia cualquiera.

Debido a que cada espectro es obtenido por el promedio de la aceleración de 32 eventos, los espectros presentan alta estabilidad de forma, por lo que se considera que la información obtenida representa adecuadamente las características del movimiento del edificio.

Con la información obtenida es posible identificar los diferentes modos de vibrar de la estructura:

- Modos naturales en flexión en dos direcciones ortogonales, definidos por medio de la fase y la función de transferencia.
- Modos en torsión, definidos por los registros obtenidos en las esquinas del edificio.

Al analizar los datos obtenidos se presentaron algunos problemas en la identificación de los diferentes modos de vibrar del edificio, problema que por lo general se presenta en edificios de poca altura, ya que en edificios altos la definición de los diferentes modos es clara. Las dudas se esclarecieron al comparar con los resultados del modelo matemático.

5.2 RESULTADOS.

Con el análisis de los distintos espectros obtenidos de las pruebas de vibración ambiental se determinaron los periodos correspondientes a las 3 primeras formas modales en flexión del edificio, en las dos direcciones ortogonales principales.

Al comparar las características dinámicas obtenidas en vibración ambiental y las obtenidas con el modelo matemático considerando interacción suelo-estructura se observa una similitud considerable. Los periodos y las configuraciones modales se resumen en las tablas 5.1- 5.2 y figura 5.1.

CAPITULO 6

COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECANICOS.

6.1 EXCITACION A APLICAR.

6.1.1 SISMOLOGIA DEL LUGAR.

Los terremotos constituyen una de las catástrofes naturales más devastadoras y más aterradoras que existen. La Tierra, fuente y símbolo de lo constante, firme e imperecedero es súbitamente sacudida y rota, atemorizando al hombre que encara el fenómeno con su condición de mortal y su impotencia ante las fuerzas enormes de la naturaleza. En unos cuantos momentos, miles de personas pueden perder bienes, salud, seres queridos y, tal vez, la vida. Algunos terremotos han llegado a causar cientos de miles de muertes y graves daños en áreas de miles de kilómetros cuadrados, y se recuerdan como fechas dolorosas de la historia de la humanidad. Es por esto la necesidad del hombre de tratar de explicar el origen de los sismos y buscar las formas de reducir sus efectos destructivos. Una manera de reducir estos efectos, es mediante la elaboración de reglamentos que normen el diseño de edificaciones.

Actualmente la idea más aceptada del origen de los sismos es la "Tectonica de Placas" la cual dice; que los 100 kilómetros más superficiales de la tierra que comprenden la corteza (continental y oceánica) y parte del manto superior, forman la litósfera, la cual está dividida en placas que se mueven como los trozos rígidos de un cascarón esférico, unos con respecto a otros. Este movimiento relativo es la causa principal de la formación de montañas, valles, cadenas volcánicas, etc. El movimiento relativo entre las placas puede ser: divergente, convergente o transcurrente.

México, incluyendo su mar territorial, está repartido entre cuatro placas (figura 6.1): dos grandes, la de Norteamérica, que va desde México hasta el

Artico, y la del Pacífico, que, además de parte de México, incluye parte de EUA y casi todo el Pacífico Norte, una mediana, la placa de Cocos que ocupa parte del Océano Pacífico frente a las costas de México y Centroamérica y se extiende al sureste hasta Costa Rica, y la pequeña placa de Rivera, que se encuentra en la boca del Golfo de California.

Dorsales Oceánicas: El movimiento relativo entre dos placas es divergente cuando las placas se alejan una de otra. Este movimiento produce un hueco en el espacio entre las placas, por el cual puede ascender material caliente del manto que se solidifica y forma una nueva corteza de tipo oceánico. Se puede decir que toda la corteza oceánica que existe actualmente ha sido creada por este proceso.

Las Fosas: Como la Tierra no está creciendo, el hecho de que se esté creando una nueva corteza implica que la corteza antigua debe estar siendo destruida de alguna manera. La corteza antigua está siendo consumida en las llamadas Fosas o Trincheras oceánicas, donde el fondo del mar se introduce bajo un continente (fig. 6.2) o bajo otra placa oceánica, regresando al manto. Este proceso es conocido con el nombre de subducción.

En México existe una trinchera oceánica que se extiende desde la boca del golfo de California hasta el extremo sur del país, en Chiapas, a lo largo de la costa del Pacífico, y se continúa por Centro y Suramérica hasta la tierra del fuego. Esta Trinchera es llamada "Trinchera Mesoamericana".

En la boca del Golfo de California, la placa de Rivera es subducida bajo la de Norteamérica con una velocidad que va de 1.2 a 2.3 centímetros por año.

Desde Colima hasta Panamá, la placa subducida es la de Cocos; su velocidad de subducción bajo la placa de Norteamérica va de 5 cm/año cerca de la frontera de Jalisco, hasta 8.3 cm/año cerca de la frontera con Guatemala.

A lo largo de toda la trinchera, la actividad es más bien somera en México, alcanzando solamente profundidades máximas de menos de 30 kilómetros. La mayor parte de los sismos destructivos que ocurren en México se producen en esta trinchera.

Al subducirse una placa sobre otra se generan grandes esfuerzos debidos a la fricción entre las caras de las placas, puesto que no son lisas y presentan protuberancias rocosas. Los sismos ocurren cuando las rocas no soportan los esfuerzos a los que están sometidas deformandose elásticamente, y se rompen súbitamente, liberando energía elástica en forma de ondas sísmicas.

Se presentan concentraciones de esfuerzo donde una asperidad (una zona con resistencia a la ruptura mucho mayor que la del material que lo rodea) haya resistido mientras se rompía el material a su alrededor. Al romperse el sitio donde hay una concentración de esfuerzo, el fallamiento, con su consiguiente corrimiento, produce concentraciones de esfuerzo en los bordes de la ruptura que, si son mayores de lo que pueden soportar la roca, hacen que la falla se propague, esto es, que crezca y continúe creciendo hasta que las concentraciones de esfuerzo que produce ya no sean lo suficientemente grandes para romper la roca, creandose así, una nueva superficie de falla.

Como las propiedades de la roca y las concentraciones de esfuerzo cambian de lugar a lugar, los grandes sismos, que rompen áreas grandes, tienen generalmente fuentes más o menos complicadas. En virtud de que no se rompe toda el área al mismo tiempo, sino que la ruptura se propaga y lo hace, aparentemente, a velocidades cercanas a las ondas de corte, tarda un cierto tiempo, llamado tiempo de ruptura, en alcanzar su extensión total. La función que describe la manera como se propagó la ruptura durante el tiempo es llamada Función Temporal de Fuente. La ruptura puede ser gradual y continua y generar ondas de período largo, o puede ser como una sucesión de sismos más pequeños y generar ondas que presenten vibraciones muy rápidas, dependiendo posiblemente del tamaño y número de asperidades.

Las funciones de fuente de los sismos de Michoacán de septiembre 19 y 20 de 1985 duraron 61 y 15 segundos respectivamente; el primer evento (el más grande) estuvo compuesto por dos subeventos, cada uno de 17 segundos, que ocurrieron con 27 segundos de separación (ref. 21). Esta es una razón por la cual el sismo liberó energía durante un tiempo largo, lo cual fue uno de los factores que contribuyeron a que causara tantos daños en la Ciudad de México. En la figura 6.3 se muestran las áreas de ruptura de los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 (170 x 50 km y 66 x 33 km respectivamente) los epicentros están indicados por asteriscos. También se indican las áreas rotas por otros sismos cercanos.

6.1.2 EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985.

El 19 de septiembre de 1985, la Ciudad de México se vió sacudida por un fuerte sismo que produjo daños sin precedentes en construcciones de diversos tipos de estructuración, materiales de construcción, altura, uso y época. Estos daños se debieron primordialmente a las características poco comunes del movimiento sísmico.

El sismo tuvo un epicentro a 400 kilómetros al Sur-Oeste de la Ciudad de México y a 33 kilómetros de la Ciudad de Lázaro Cárdenas (fig. 6.4) y fue provocado por la penetración de la placa de Cocos bajo la placa Norteamericana. Con base en los registros obtenidos se dedujo que la magnitud del sismo fue de grado 8.1 en la escala de Richter y se manifestó con intensidad de 9.0 en la Ciudad de Lázaro Cárdenas y Playa Azul en el estado de Michoacán, de 7 en Ixtapa y Zihuatanejo, de 6 en Acapulco y Manzanillo, de 10 en Ciudad Guzmán Jalisco, de 6 en la periferia del Valle de México y de 9 y 10 en algunas zonas de la Ciudad de México (intensidad en la escala modificada de Mercalli).

En la Ciudad de México se obtuvieron registros acelerograficos del temblor en Ciudad Universitaria, Tacubaya, Viveros de Coyoacán, Centro SCT, Lago de Texcoco, Central de Abastos, Tláhuac y Presa Madín, correspondientes a distintos tipos de suelos.

El registro de acelerogramas más representativo de lo ocurrido en la zona cercana a la de mayores daños se obtuvo del centro de SCT, el cual indica que la aceleración máxima resultante de las direcciones Este-Oeste y Norte-Sur fue de aproximadamente 200 gals, es decir, el 20 % de la aceleración de la gravedad, y el período de oscilación del suelo de 2 segundos se mantuvo sensiblemente constante durante 45 segundos, duración de la fase más intensa. Por otro lado, el desplazamiento máximo del suelo en la superficie fue de aproximadamente 42.6 centímetros (fig. 6.5).

Cabe hacer mención que, por las características descritas el 19 de septiembre de 1985 ocurrió un sismo que rebasó plenamente los registros de otros sismos ocurridos en la Ciudad de México. Por ejemplo el 28 de Julio de 1957 se presentó un movimiento de magnitud 7.5 igual al del 20 de septiembre de 1985, causando aceleraciones máximas del 6 % de la gravedad y el del 14 de marzo de 1979 fue de magnitud 7.0 con aceleración máxima del suelo del 3 % de la gravedad. En la tabla 6.1 se señala en forma resumida las diferencias entre los sismos de 1957, 1979 con el de 1985, y se compara con la energía liberada por cada uno de ellos con la correspondiente a la explosión de una bomba atómica similar a la de Hiroshima (Ref. 22).

Cabe señalar que el sismo de 1957, por ser el mayor del que se tenía conocimiento, sirvió de base para la elaboración de las Normas de Diseño Sísmico del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976; sin embargo puede observarse en la figura 6.6 que el espectro de respuesta sísmica supero en tres veces el espectro de diseño para estructuras del grupo A, con período natural de oscilación de 2 segundos y con un amortiguamiento del 5 % del crítico.

6.1.3 DAÑOS EN EL EDIFICIO DE ESTUDIO.

El sismo del 19 de septiembre de 1985 provocó en el edificio "AB" del Centro Nacional de SCT, el colapso de sus cuatro niveles superiores y daños importantes en las conexiones de vigas y columnas de los niveles inferiores. Daños que se atribuyen fundamentalmente a la intensidad del sismo y la antigüedad del edificio, ya que este fue construido en la década de los cuarentas y estaba destinado originalmente a alojar un hospital. De acuerdo con el reglamento de 1942, vigente durante la construcción, la estructura parece haber sido calculada para fuerzas laterales estáticas igual al 5 % de los pesos de los pisos. Esta debilidad de origen se vió agravada por una construcción defectuosa que explica los desplomes que se observan en muchas columnas. A estas deficiencias constructivas se añaden los daños causados por el intemperismo durante los años en los que la obra estuvo suspendida y abandonada. Durante ese tiempo la cimentación estuvo inundada y el acero de refuerzo de algunos elementos estuvo expuesto (Ref. 25).

6.2 MODELACION DEL SISMO.

Es indudable que las características de las arcillas compresibles del valle de México representaron un factor importante en los efectos destructivos del sismo, es por eso la necesidad de buscar la forma de tomar en cuenta sus propiedades en el análisis de las estructuras que se edifiquen sobre de él. Una forma de considerar parte de las características del suelo es modelando la interacción suelo-estructura.

En el edificio en estudio se decidió aplicarle el sismo del 19 de septiembre de 1985 y comparar los resultados en elementos mecánicos y desplazamientos al considerar empotramiento e interacción suelo-estructura por separado.

El programa de análisis utilizado (SUPER-ETABS) tiene la opción de realizar análisis espectrales, por lo que es factible la introducción del sismo en el modelo. Para ello es necesario introducir el espectro de respuesta del sismo a aplicar, mediante sus coordenadas (período-aceleración). Se aplicó el sismo del 19 de septiembre de 1985 en sus direcciones N-S y E-W ya que se contaba con los espectros de respuesta obtenidos de los acelerogramas de la estación SCT-1 con un amortiguamiento del 3 % del crítico. Se obtuvieron así desplazamientos por nivel y elementos mecánicos de cada miembro de la estructura. Se analizó primeramente el modelo empotrado y después considerando interacción suelo-estructura, los resultados se muestran en las figuras 6.8 a 6.23.

6.3 RESULTADOS.

Al analizar los desplazamientos ocurridos en cada uno de los marcos del edificio, se observa que en todos hay un incremento importante al considerar interacción suelo-estructura, sobre la hipótesis de base empotrada, incrementos que van desde el 41 al 427 %. Se observa también que estos incrementos son mayores en la dirección más flexible del edificio (dirección X). En la dirección Y los incrementos fueron menores debido a la presencia de los paneles y escaleras, que contribuyeron a evitar incrementos mayores. Se puede ver también que el incremento de desplazamiento va disminuyendo conforme mayor sea el nivel del edificio, obteniéndose en el primer nivel del edificio incrementos de hasta el 427 %, esto debido a los valores tan pequeños de desplazamiento que se presentaron en este nivel (Tabla 6.2).

En cuanto a elementos mecánicos se puede observar que el valor de los incrementos son menores a los obtenidos en desplazamientos, se observa también que los incrementos fueron mayores en la dirección más flexible (dirección X). Se presenta una redistribución de elementos mecánicos, ya que en algunos miembros de la estructura se observó un cambio de signo, lo cual modifica el modo de falla global de la estructura.

Con los elementos mecánicos obtenidos del análisis que considera interacción suelo-estructura, se procedió a revisar por resistencia última a la línea de columnas crítica, suponiendo para ello, un porcentaje de acero del 2 %, ya que se desconocía el porcentaje real. Se revisó la línea de columnas ubicada en la intersección de los marcos 3 y 8, Se encontró que en todos los niveles, la resistencia de las columnas fue mayor a la resistencia requerida. Por lo tanto se puede decir que las incursiones de la estructura en el rango inelástico son mínimas. Los resultados se observan en la tabla 6.3.

CAPITULO 7

IMPORTANCIA DE LA INTERACCION SUELO ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA

7.1 DESPLAZAMIENTOS.

Al considerar la interacción suelo-estructura sobre la hipótesis de base empotrada en el análisis de una estructura, provoca cambios considerables en su respuesta sísmica, como lo es, un incremento notable en su flexibilidad, lo que puede llevar al edificio a una ordenada espectral mayor, ocasionando incrementos considerables de desplazamientos ante la acción sísmica, como se vió en el capítulo anterior. Estos incrementos de desplazamiento traen consigo varios efectos importantes.

Al desarrollarse excesivos desplazamientos en las estructuras ante la acción de un sismo, ocurre un golpeteo entre edificios vecinos, los cuales no tengan una separación adecuada o que dicha separación se haya rellenado por desperdicios de materiales o nulificado por desplomes de alguno de los edificios.

A raíz del sismo del 19 de septiembre de 1985, se pudo observar que muchas construcciones se dañaron a consecuencia de los golpes que recibieron del edificio vecino. Los daños recibidos van desde simples daños a muros y elementos no estructurales, daños menores en columnas, daños importantes en columnas, hasta el colapso total de uno de los edificios. Comunmente el edificio que más daños sufrió entre los dos que se golpearon fue el más alto, sin embargo, existen casos en los que el edificio alto sufrió daños en columnas de colindancia y el bajo se colapso a causa, seguramente, de la falta de resistencia para soportar la transmisión de fuerza horizontal al empujar el edificio alto al bajo. (Ref. 22) Como quiera que sea los daños se produjeron con bastante frecuencia y lamentablemente muchos de estos daños fueron totales.

Existen razones para pensar que el edificio "AB" del Centro Nacional de SCT recibió fuerte golpeteo durante el sismo de 1985, ya que colinda en tres de sus lados con otros tantos edificios, separados por juntas constructivas de 10 centímetros, las cuales no fueron suficientes para evitar el golpeteo, este hecho contribuyó al colapso de los cuatro niveles superiores y a que el edificio quedara torcido y con un desplome considerable.

Otro efecto de los desplazamientos excesivos de las estructuras es que provoca que trabajen elementos concebidos como no estructurales, como lo son los muros de relleno que no tengan la separación requerida para trabajar independientemente de la estructura resistente. Estos muros que por lo general son de mampostería trabajan como si fueran diagonales, lo cual puede provocar daños en los extremos de las columnas y poder dar lugar a la formación de articulaciones plásticas en estos elementos. Otra consecuencia de la participación de estos muros es que al trabajar estructuralmente, provocan un desplazamiento grande de la posición del centro de cortante de piso, lo cual produce momentos torsionantes que no se hayan considerado en el diseño del edificio.

Al haber incrementos en los desplazamientos de los sistemas de piso de las estructuras, que no hayan sido previstos, provoca contribuciones adicionales a los efectos de segundo orden, como los efectos P- Δ (Ref. 23).

Cuando los efectos de un sismo ocasionan un balanceo considerable en la base de un edificio esbelto desplantado sobre terreno compresible, se genera un desplazamiento del centro de masa de la estructura, el cual si es excesivo puede provocar que la estructura se convierta en inestable, presentandose el colapso por volteo si no cuenta con una cimentación adecuada, tal como ocurrió con algunos edificios durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

7.2 ELEMENTOS MECANICOS.

El incremento en el valor de los elementos mecánicos del análisis sísmico que considera interacción suelo-estructura, es importante, pero no del orden de los incrementos en desplazamiento, como se vió en en el capítulo anterior. Se observa también cambios de signo de elementos mecánicos de algunos miembros de la estructura, lo que representa una redistribución de fuerzas, variando así el modo de falla global de la estructura.

CAPITULO 8

COMENTARIOS FINALES

El tomar en cuenta las características dinámicas del suelo, en especial las de suelos compresibles, en el análisis de edificios, mediante la introducción del fenómeno de interacción suelo-estructura en su modelación, provoca un incremento importante en los periodos de vibración con respecto a los obtenidos de considerar a la estructura con base empotrada, en el edificio "AB" del Centro Nacional de SCT, los incrementos son de consideración, en el periodo fundamental fueron de 24.30 % en la dirección transversal y de 14.06 % en la dirección longitudinal, que resultó ser la más rígida.

Este incremento en el periodo natural de la estructura puede ser en un momento dado benéfico o de consecuencias desastrosas, dependiendo del periodo natural de la estructura y del periodo dominante del terreno donde se desplace el edificio, ya que si el periodo de la estructura es inferior al periodo del suelo el incremento de periodo provocado por la interacción suelo-estructura puede acercar al edificio al pico del espectro de respuesta del suelo.

La mayor parte de los daños causados por el sismo de septiembre de 1985 lo resintieron edificios de 5 a 15 niveles, tomando en cuenta que el periodo aproximado de edificios sobre base empotrada es de alrededor de 0.1 el número de niveles, se puede decir que el periodo de los edificios dañados estaba entre 0.5 y 1.5 segundos, pero al considerar el efecto de la interacción suelo-estructura, el periodo aumentó considerablemente y suponiendo que ante la acción del sismo, se comenzó a deteriorar la rigidez de los edificios, lo que incremento aún más su periodo, pudiendo haber llevado a los edificios a un periodo cercano al de 2 segundos, que es el periodo dominante del suelo en la zona de máximos daños, y que es también el

período al que corresponde mayor ordenada espectral, de acuerdo a los espectros de respuesta, obtenidos de el registro del sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación SCT-1.

El espectro de diseño para el Distrito Federal, debido a que es una envolvente de espectros tiene, una zona plana para un intervalo amplio de periodos, por lo que hace ver al incremento de periodo provocado por la interacción suelo-estructura, poco relevante. Pero las Normas Complementarias para Diseño por Sismo, presentan también curvas de igual período del suelo del D.F., donde se puede evaluar las consecuencias de la interacción suelo-estructura, dependiendo del periodo natural de la estructura y del periodo dominante en la zona de ubicación del edificio.

Las configuraciones modales obtenidas del análisis dinámico de la estructura considerando interacción suelo-estructura, presentaron incrementos importantes en las componentes modales de traslación de la base, configuraciones que son significativamente diferentes a las obtenidas considerando a la estructura con base empotrada.

Se puede observar que existe una notable concordancia entre los resultados obtenidos del modelo matemático considerando interacción suelo-estructura y los obtenidos mediante vibración ambiental. Por lo que se concluye que el método experimental de vibración ambiental se puede aplicar en edificios importantes, con el objeto de establecer índices bastante aproximados, sobre el estado físico y la seguridad en que se encuentre la estructura después de sismos intensos.

Al aplicar el sismo del 19 de septiembre de 1985 al modelo, se encontró que los desplazamientos obtenidos de realizar el análisis que considera interacción suelo-estructura, fueron notablemente mayores a los obtenidos en el análisis que considera al edificio sobre base empotrada, esto debido al

incremento en la flexibilidad del edificio y a que el incremento de los períodos llevó a la estructura a una ordenada espectral mayor. Los elementos mecánicos también sufrieron incrementos considerables, pero no del orden de los desplazamientos.

Como consecuencia de la flexibilidad en la base de un edificio se presentan en él desplazamientos excesivos ante excitación sísmica, lo cual provoca choques entre estructuras vecinas que no tengan una separación adecuada tal como sucedió con una gran cantidad de edificaciones en el D.F. durante los sismos de septiembre de 1985, contandose entre ellos el edificio motivo de este estudio.

Por otra parte, el sistema suelo-estructura posee una mayor capacidad para disipar energía, debido a que en adición al amortiguamiento de la estructura se origina una disipación de energía por radiación, más una disipación de tipo histéretica del terreno de cimentación. Por lo que es necesario buscar formas confiables y sencillas para evaluar el valor del amortiguamiento del suelo y la manera de modelarlo eficientemente.

Es necesario poner más énfasis en el estudio de las propiedades de rigidez torsional del suelo, de manera de que se puedan modelar, ya que se observó que durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, las fallas en edificaciones ubicadas en esquina fue muy elevado, alrededor del 42 % del total de las edificaciones dañadas, presumiendose que en estos casos, los daños fueron causados por torsiones excesivas no consideradas en el diseño de estas estructuras.

RECONOCIMIENTOS

Quiero externar un profundo reconocimiento al M. C. Neftali Rodríguez Cuevas por haber compartido su valioso tiempo y conocimientos en la dirección de esta tesis.

Agradezco también los acertados comentarios y críticas constructivas que a bien tuvieron en hacerme mis compañeros de trabajo en el Instituto de Ingeniería sección de estructuras, especialmente a los Ingenieros Ricardo González A. y Enrique Cruz G.

REFERENCIAS

- 1.- Dowrick D. J. "Diseño de estructuras resistentes a sismos". Ed. Limusa, 1974.
- 2.- Rodríguez Cuevas, N. "Análisis experimental de vibraciones en edificios". Memorias del V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, Ver. 1986.
- 3.- Rodríguez C. N. y González A. R. "Correlación entre características dinámicas observadas y calculadas de un edificio". Memorias del VII Congreso de Ingeniería Sísmica, Querétaro, Qro. 1987.
- 4.- Rodríguez Cuevas N. et all: "Cinématica de los edificios del centro nacional SCT". Segundo informe parcial elaborado para la DGST SCT. 1988.
- 5.- Rodríguez C. N. y Hernández H. G. "Interacción suelo-estructura de un caso real". Trabajo de Investigación, División de Estudios de Posgrado, F.I. 1988.
- 6.- Rodríguez C. N. "Interacción suelo-estructura". Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM. 1987.
- 7.- Muria V. D., et all: "Efecto de distintos sismos en dos edificios en suelos característicos". Memorias del VI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puebla Pbla. 1988.
- 8.- Seed Bolton, et all: "Soil-Structure interaction analyses for seismic response". Journal of the Geotechnical Engineering Division. 1975.

- 9.- "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". México D.F. 1987.
- 10.- Díaz R. J. "Aspectos Generales de la Interacción dinámica suelo-estructura". División de Estudios de Posgrado, F.I. 1987.
- 11.- Wolf P. J. "Dynamic Soil-Structure Interaction". Prentice-Hall, Inc.
- 12.- Maison B. F. y Rodríguez G. A. "Microconversion of an enhanced version of E-TABS program". National Science Foundation Report, J. G. Bouwkamp, Inc. Berkeley California. 1985.
- 13.- Tomsett H. N. "The practical use of ultrasonic pulse velocity measurements in the assessment of concrete quality". Magazine of Concrete Research, Vol. 32 Núm. 110. 1980.
- 14.- Bazan E. y Meli R. "Manual de diseño sísmico de edificios". Ed. Limusa. 1985.
- 15.- James Instruments Inc. "Instruction manual for model C-4902 and model C-4901 V-METER". 1980.
- 16.- Mihailo D. Trifunac "Comparisons between ambient and forced vibration experiments" Earthquake Engineering Research and Structural Dynamics, Vol. 2, January, 1972.
- 17.- Udawadia F. E. and Trifunac M. D. "Ambient Vibration Tests of Full-Scale Structures" Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome. 1973.
- 18.- Kircher Alan Ch. "Ambient and Forced Vibration Analysis of Full Scale Structures".

- 19.- Eudave Muñoz J. "Vibración con balanceo en estructuras en suelo blando" División de Estudios de Posgrado, F.I.
- 20.- Agarwall. (Mencionado en la referencia núm. 3).
- 21.- Nava A. "Terremotos". Ed. Fondo de Cultura Economica, México. 1987.
- 22.- Vázquez V. A. y Pérez R. R. "Comportamiento de las estructuras en la Ciudad de México". Rev. Ingeniería Sísmica, Publicación Especial.
- 23.- García C. A. "Adiciones al reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Memorias del V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, Ver. 1986.
- 24.- García R., Reséndiz D. y Gómez R. "Respuesta sísmica de edificios considerando la interacción suelo-estructura". Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, Qro. 1987.
- 25.- Amílcar G. et all: "Comportamiento de edificaciones de SCT en el Distrito Federal durante los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985". Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro Qro. 1987.
- 26.- Tonda J. "Las características del temblor". Rev. Información Científica y Tecnológica CONACYT, Núm. 110 Vol. 7 Nov. de 1985.
- 27.- Tonda J. "México: zona de alta sismicidad". Rev. Información Científica y Tecnológica CONACYT, Núm. 123 Vol. 8 Dic. de 1986.

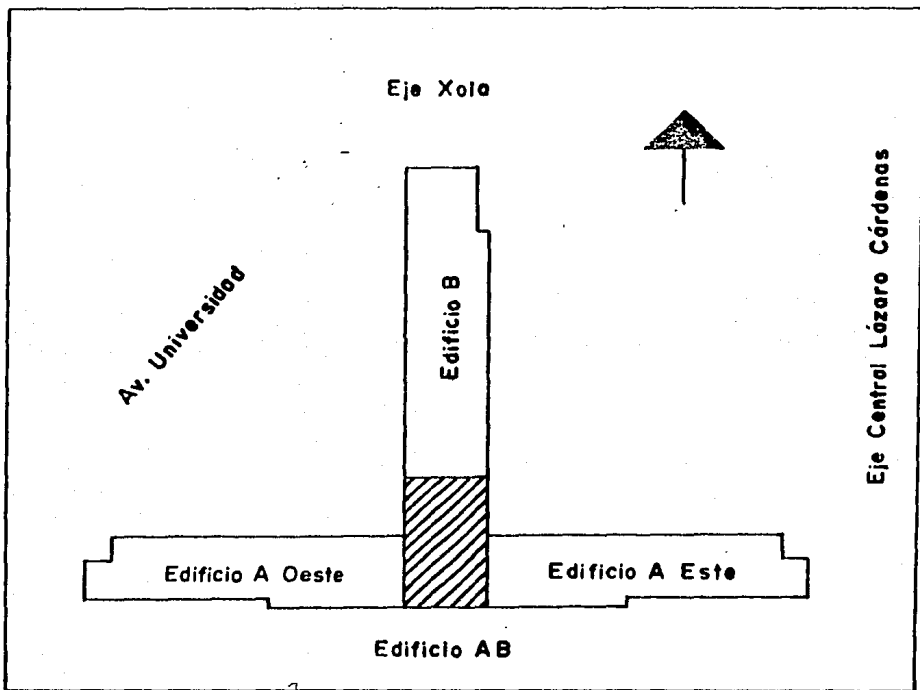


Fig. 1.1 Ubicación del edificio "AB" del Centro Nacional de SCT.

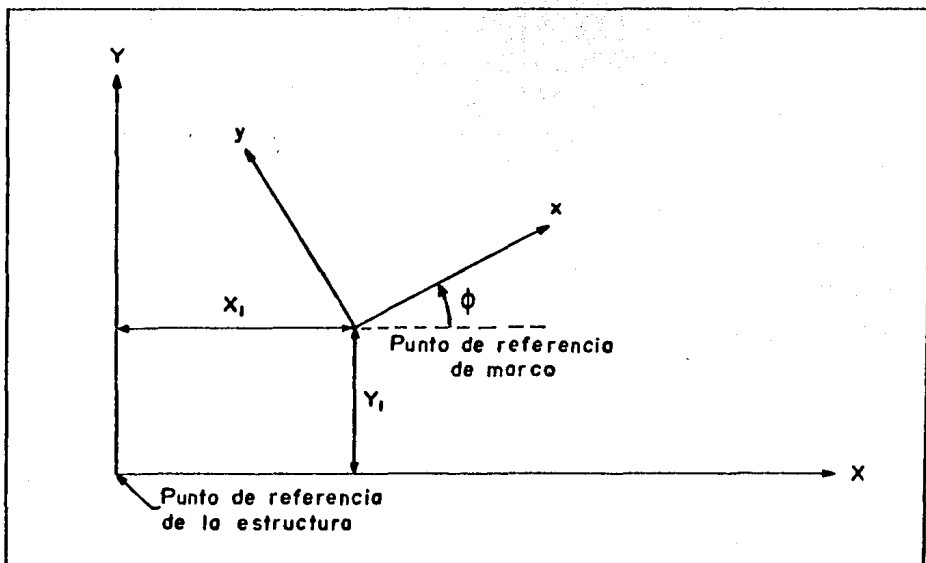


FIG. 2.1 Sistema global de referencias considerado por el programa de análisis SUPER-EIABS.

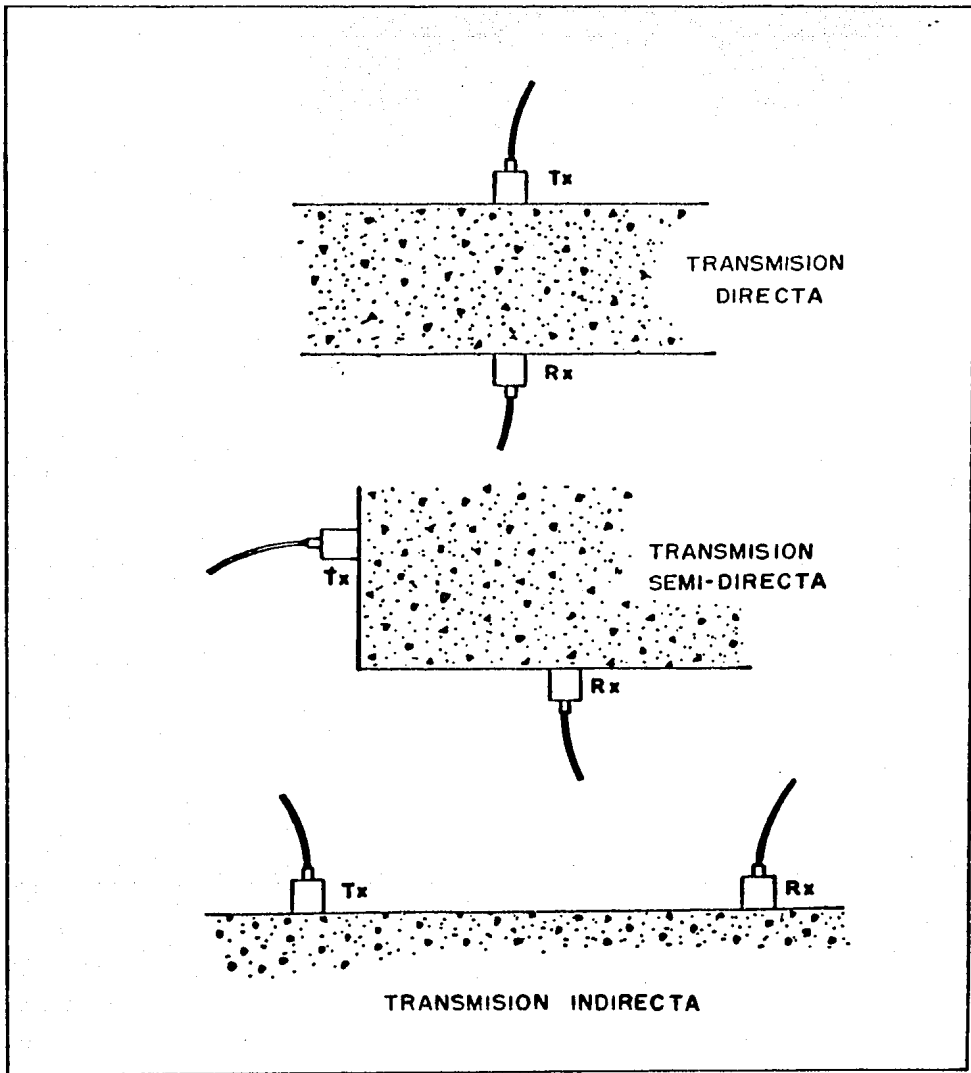
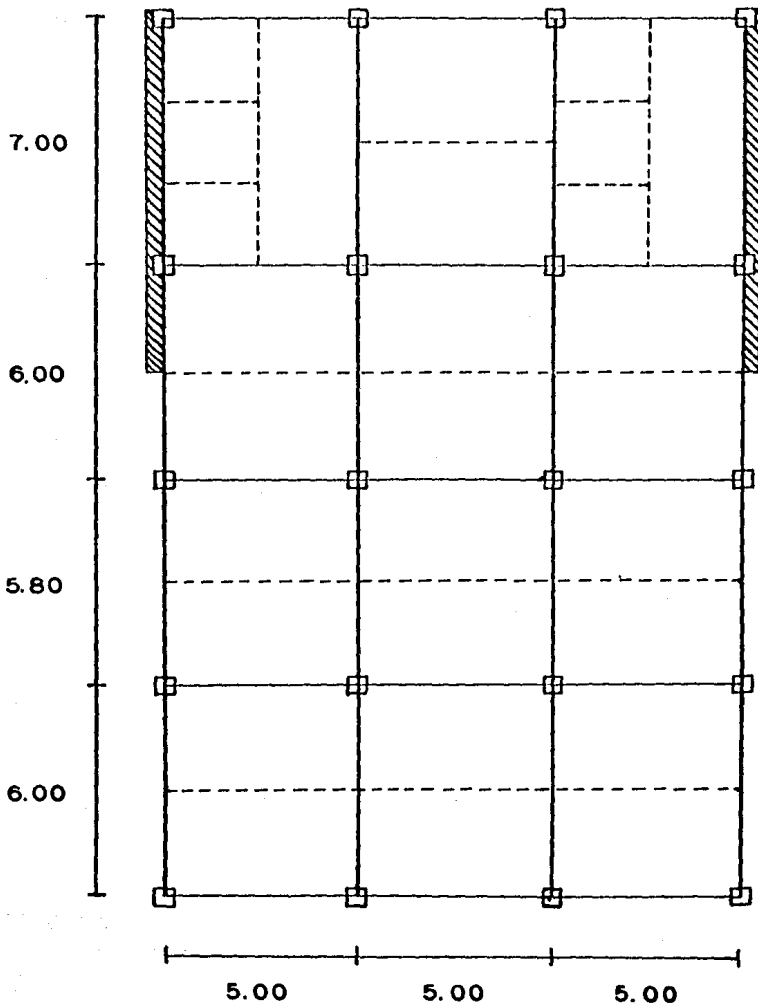


Fig. 3.1 Técnicas de propagación de pulso ultrasónico, para la determinación del módulo de elasticidad dinámico del concreto.

Nivel	Velocidad del pulso ultrasónico (km/seg)	Módulo Dinámico (kg/cm ²)	Coefficiente de Variación (%)
6	3.25	173 401	11.27
5	3.35	186 272	23.90
4	3.42	196 493	15.87
3	3.29	178 692	12.34
2	3.37	189 619	15.11
1	3.61	225 563	12.03

Tabla 3.1 Velocidad de pulso ultrasónico y módulo de elasticidad dinámico del concreto, obtenidos en cada uno de los niveles del edificio.



Muro ; Columna ; Trabe ; Viga secundaria

Fig. 3.2 Estructuración del edificio (planta) (acotaciones en metros).

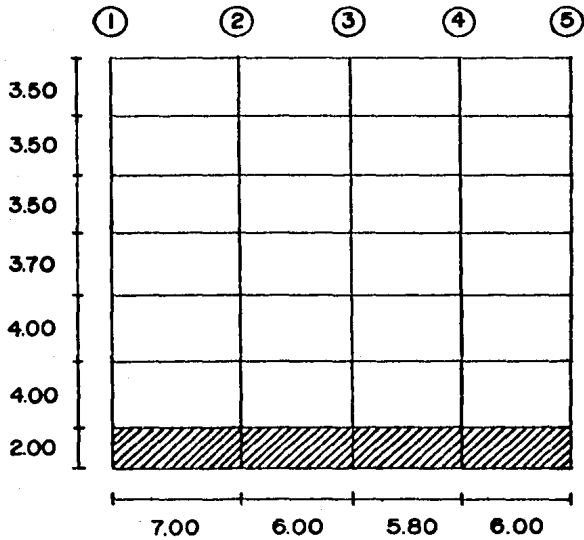
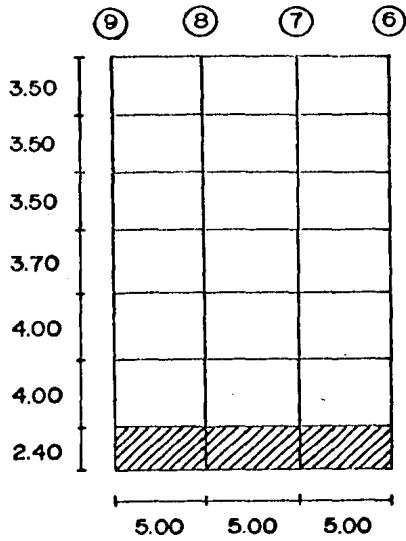


Fig. 3.3 Elevación del edificio (acotaciones en metros).

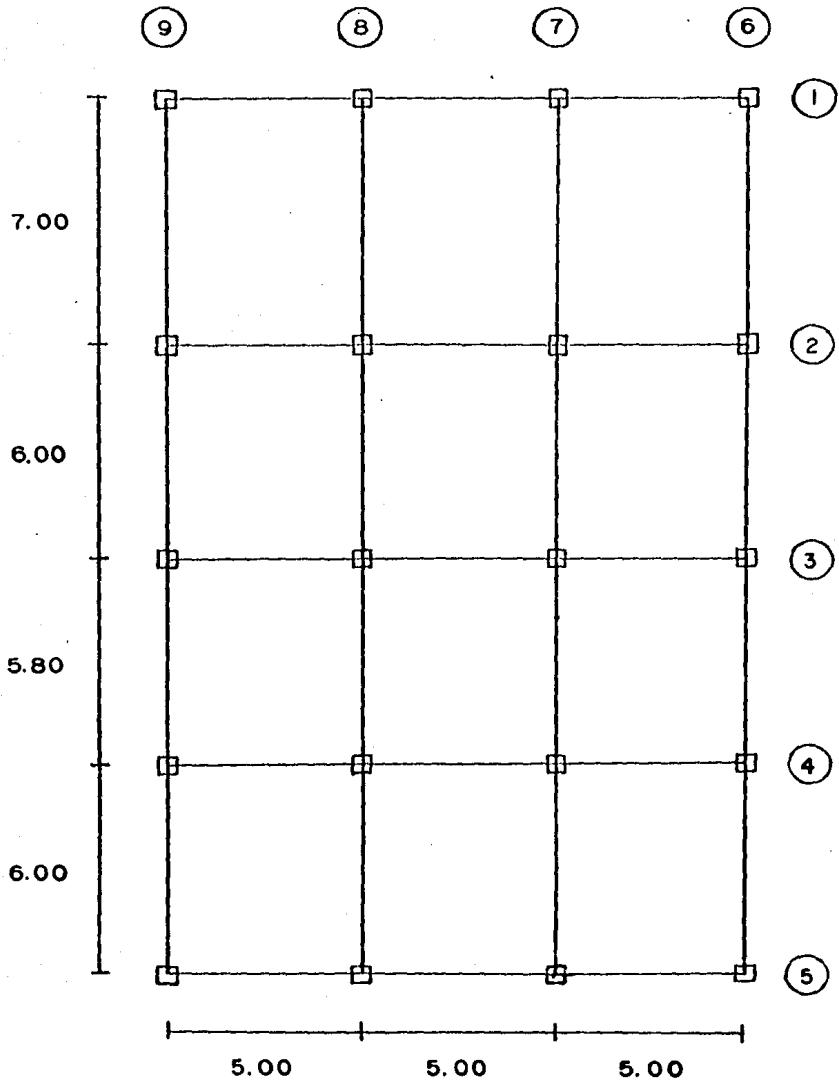


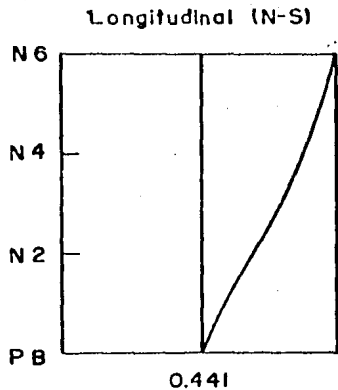
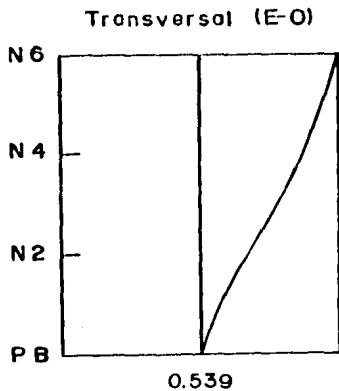
Fig. 3.4 Diferentes tipos de marcos utilizados en la modelación del edificio (acotaciones en metros).

Dirección	Modo	Período (seg)
X	1	0.539
X	2	0.174
X	3	0.104
Y	1	0.441
Y	2	0.134
Y	3	0.080

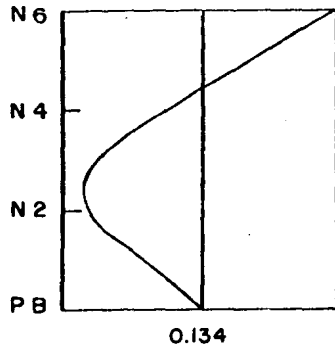
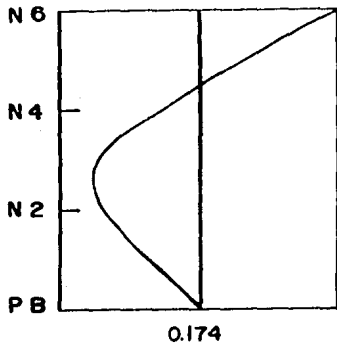
Tabla 3.2 Periodos obtenidos del análisis dinámico del edificio considerando base empotrada.

Nivel	Modo de Vibrar					
	Dirección X			Dirección Y		
	1	2	3	1	2	3
6	0.107	0.114	0.076	0.103	0.110	0.093
5	0.097	0.037	-0.040	0.092	0.042	-0.036
4	0.083	-0.039	-0.071	0.078	-0.032	-0.090
3	0.063	-0.088	-0.002	0.061	-0.085	-0.023
2	0.038	-0.087	0.075	0.040	-0.093	0.080
1	0.014	-0.042	0.058	0.017	-0.049	0.078
PB	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

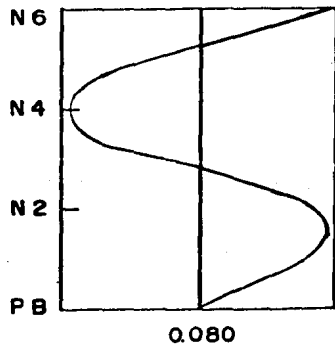
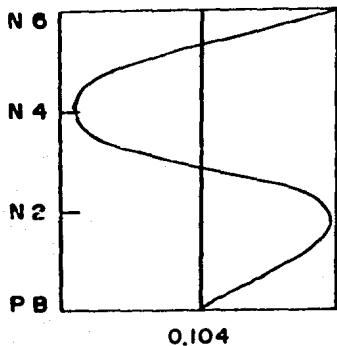
Tabla 3.3 Configuraciones modales correspondientes al análisis dinámico, considerando al edificio con base empotrada.



1er. Modo



2do. Modo



3er. Modo

Fig. 3.5 Configuraciones modales y periodos obtenidos de la modelación del edificio considerando base empotrada (periodos en segundos).

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Presión efectiva (T/m ²)	Peso unitario (T/m ³)	Velocidad V _s (m/s)
0.39	Arcilla	0.49	1.31	20.72
1.16	Arcilla	1.51	1.31	39.94
1.93	Arcilla	2.15	1.31	89.94
2.70	Arcilla	2.39	1.31	110.06
3.97	Arena	2.83	1.47	110.06
5.24	Arena	3.42	1.47	100.00
6.51	Arena	4.00	1.47	64.94
11.25	Arcilla	4.78	1.20	39.94
15.99	Arcilla	5.61	1.20	54.88
20.73	Arcilla	6.35	1.20	64.94
25.47	Arcilla	7.08	1.20	100.00
30.21	Arcilla	7.91	1.20	150.00
---	Conglomerado	--	2.40	457.32

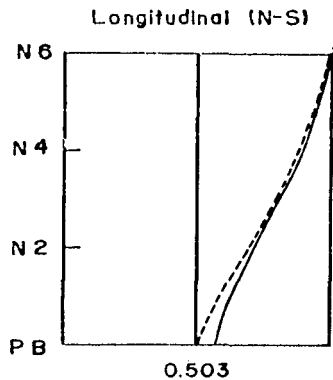
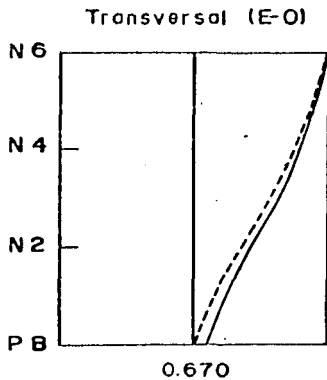
Tabla 4.1 Propiedades estratigráficas del terreno donde se ubica el Centro Nacional de SCT.

Dirección	Modo	Periodo (seg)
X	1	0.670
X	2	0.193
X	3	0.132
Y	1	0.503
Y	2	0.165
Y	3	0.110

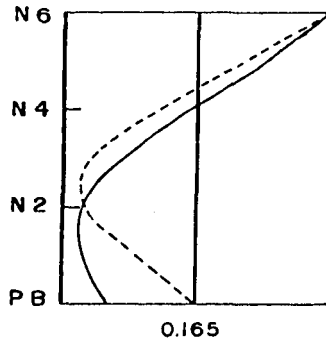
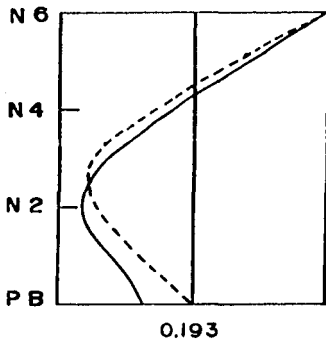
Tabla 4.2 Periodos obtenidos del análisis dinámico, considerando interacción suelo-estructura del edificio "AB" del Centro Nacional de SCT.

Nivel	Modo de Vibrar					
	Dirección X			Dirección Y		
	1	2	3	1	2	3
6	0.105	0.100	0.086	0.102	0.085	0.092
5	0.095	0.043	-0.005	0.092	0.045	0.015
4	0.081	-0.018	-0.065	0.080	-0.002	-0.055
3	0.064	-0.067	-0.060	0.065	-0.046	-0.078
2	0.043	-0.085	-0.002	0.047	-0.074	-0.042
1	0.023	-0.065	0.055	0.027	-0.073	0.027
PB	0.009	-0.039	0.068	0.013	-0.057	0.064

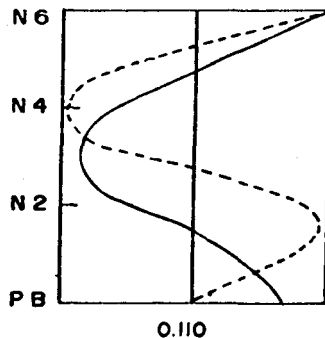
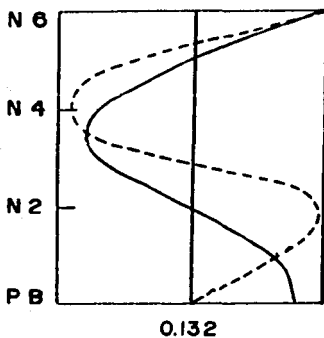
Tabla 4.3 Configuraciones modales correspondientes al análisis dinámico del edificio, considerando interacción suelo-estructura.



1er. Modo



2do. Modo



3er. Modo

Fig. 4.4 Configuraciones modales y períodos obtenidos de la modelación del edificio, considerando interacción suelo estructura, la línea punteada corresponde a las configuraciones de base empotrada (períodos en segundos).

Dirección	Modo	Periodo (seg)		Incremento
		Base Empotrada	Interacción Suelo-estructura	
X	1	0.539	0.670	24.30 %
X	2	0.174	0.193	10.92 %
X	3	0.104	0.132	26.92 %
Y	1	0.441	0.503	14.08 %
Y	2	0.134	0.165	23.13 %
Y	3	0.080	0.110	37.50 %

Tabla 4.4 Incremento en los periodos obtenidos considerando interacción suelo-estructura del edificio, sobre la hipótesis de base empotrada (el incremento obtenido es en base a los valores obtenidos considerando empotramiento).

Dirección	Modo	Periodo (seg)
X	1	0.676
X	2	0.226
X	3	0.138
Y	1	0.482
Y	2	0.205
Y	3	0.115

Tabla 5.1 Periodos obtenidos mediante el método experimental de Vibración Ambiental, aplicado al edificio "AB" del Centro Nacional de SCT.

Dirección	Modo	Periodo (seg)		Diferencia
		Interacción Suelo-estructura	Vibración Ambiental	
X	1	0.670	0.676	0.88 %
X	2	0.193	0.226	14.60 %
X	3	0.132	0.138	4.35 %
Y	1	0.503	0.482	4.36 %
Y	2	0.165	0.205	19.51 %
Y	3	0.110	0.115	4.35 %

Tabla 5.2 Comparación de los periodos obtenidos considerando interacción suelo-estructura y los obtenidos mediante el método experimental de vibración ambiental (la diferencia en porcentaje es con respecto a los valores registrados con vibración ambiental).

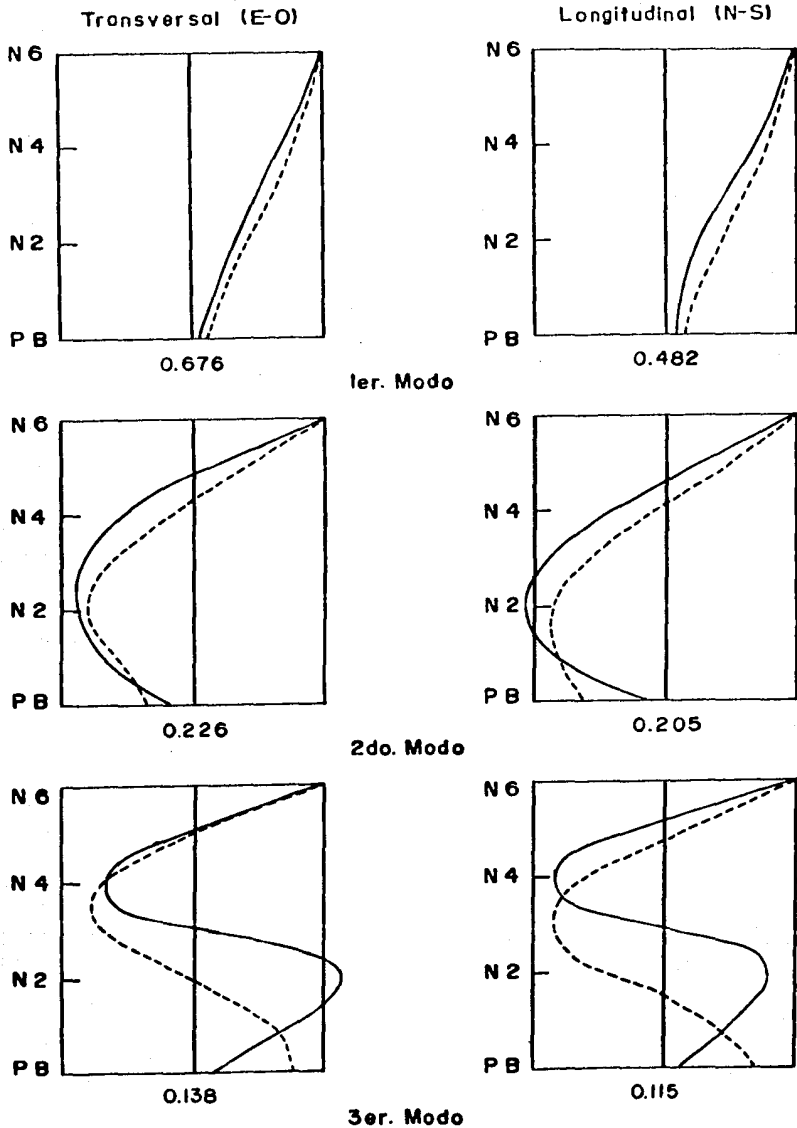


Fig. 5.1 Configuraciones modales y períodos obtenidos mediante el método experimental de vibración ambiental, la línea punteada corresponde a las configuraciones obtenidas considerando interacción suelo-estructura (períodos en segundos).

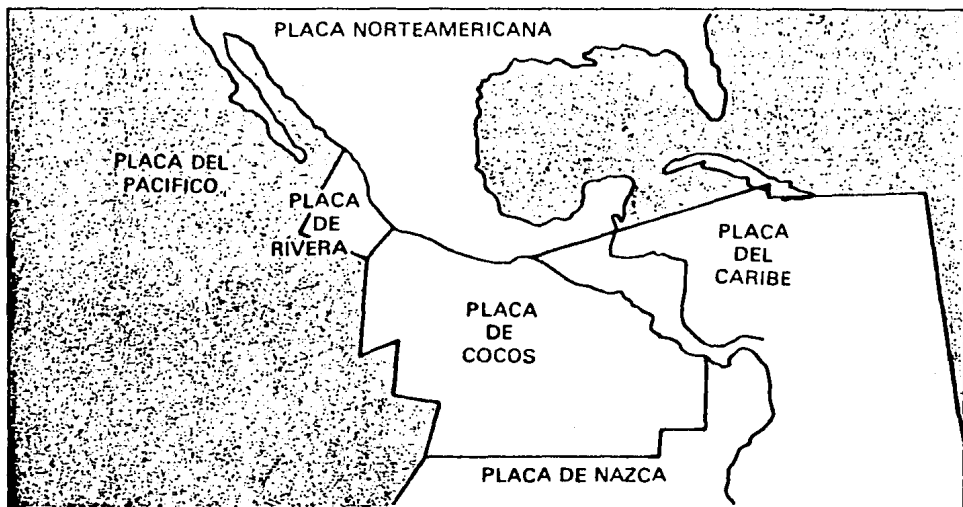


Fig. 6.1 Placas Litosféricas comprendidas en México, incluyendo su mar territorial (Ref. 26).

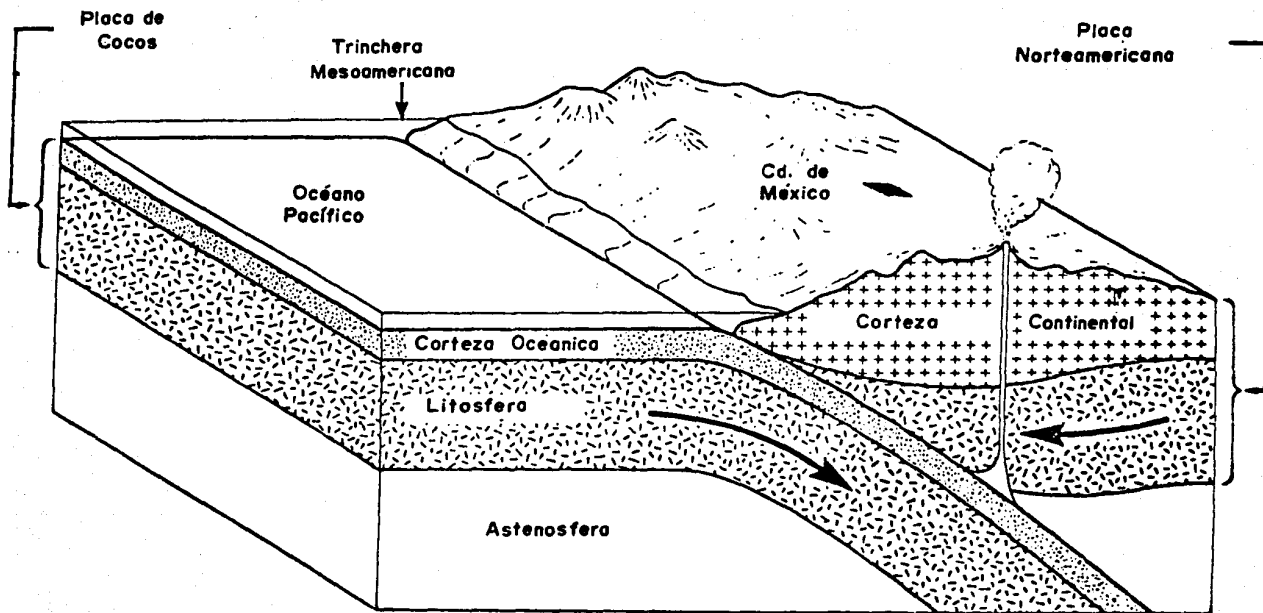


Fig. 6.2 Subducción de la placa de Cocos bajo la placa de Norteamérica.

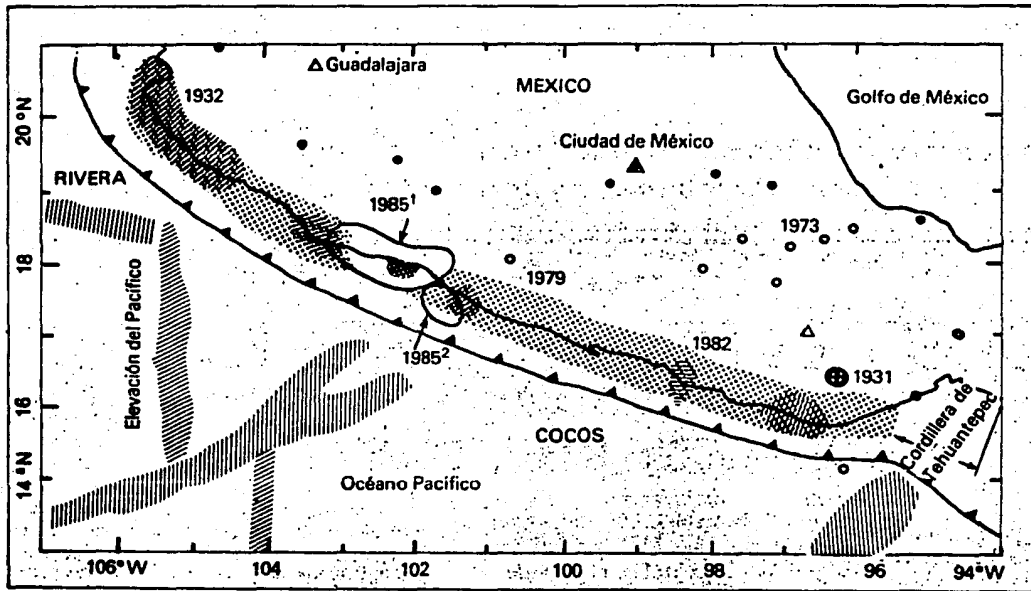


Fig. 6.3 Areas de ruptura de los sismos de septiembre de 1985 y de algunos otros sismos importantes (Ref. 27).

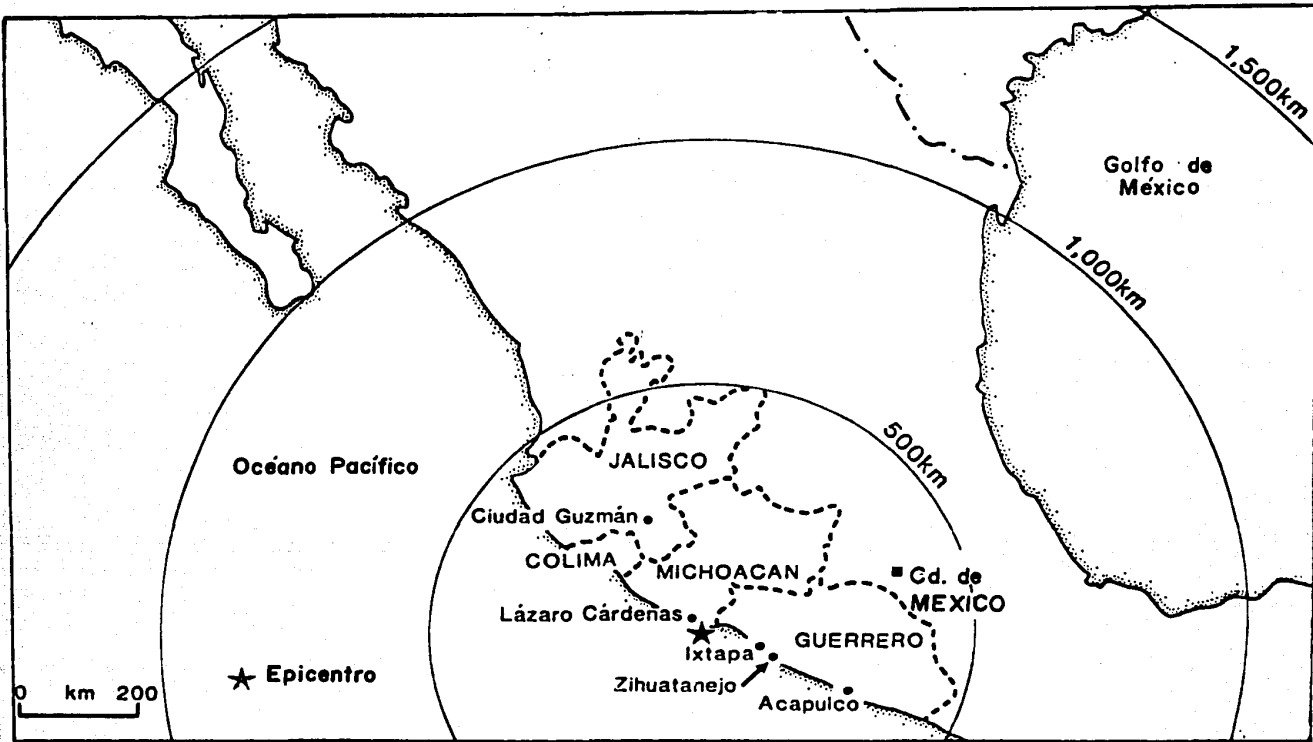


Fig. 6.4 Epicentro del sismo del 19 de septiembre de 1985.

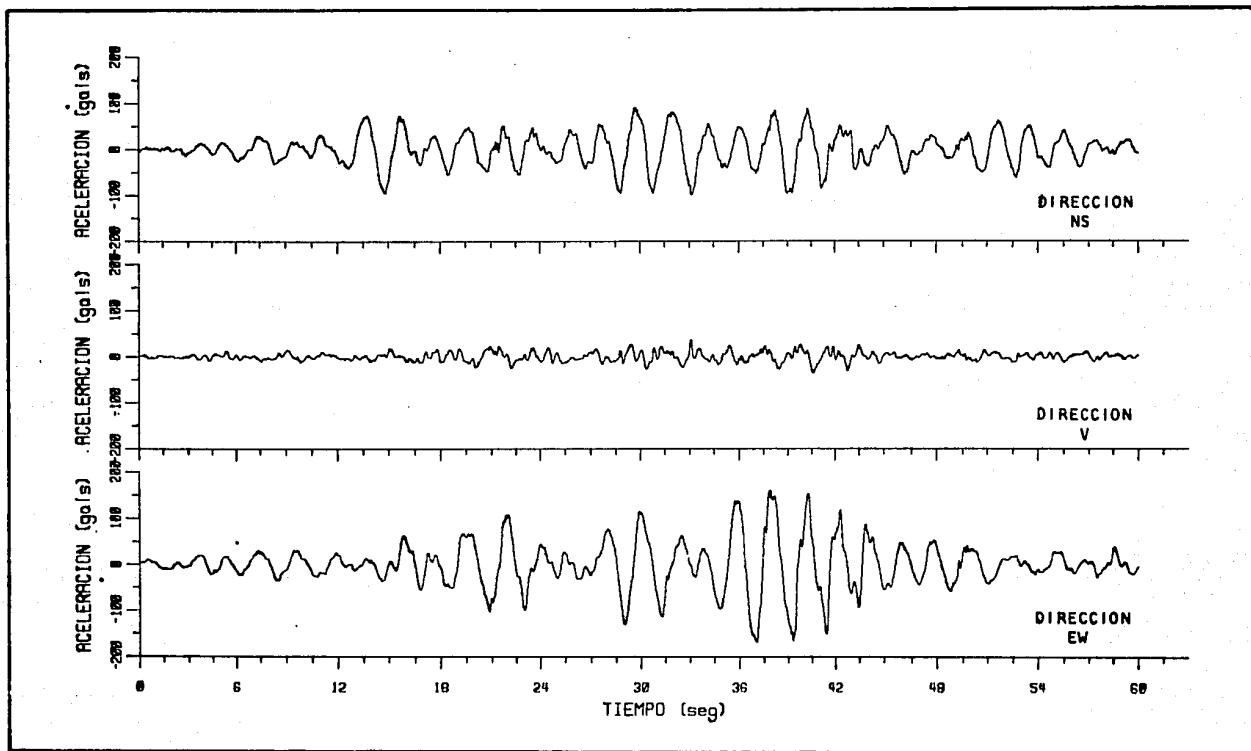


Fig. 6.5 Acelerogramas del sismo del 19 de septiembre de 1985, obtenidos cerca del laboratorio de materiales del Centro Nacional de SCT.

AÑO	MAGNITUD DEL SISMO (ESC. RICHTER)	ENERGIA LIBERADA (ERGS)	NUMERO DE BOMBAS DE HIROSHIMA	ENERGIA RELATIVA CON BASE EN LA DE 1957	ACELERACION MAXIMA		RELACION DE ACELERACION CON BASE EN 1957
—	5.78	2.951×10^{20}	1.0	0.0	—	—	—
1957	7.50	1.122×10^{23}	380.2	1.0	60 GALS.	0.06 g	1.0
1979	7.00	1.995×10^{22}	67.6	0.18	30 GALS.	0.03 g	0.5
1985	8.10	8.913×10^{23}	3020.0	7.94	200 GALS.	0.20 g	3.0

Tabla 6.1 Comparación de la energía liberada por los sismos de 1985, 1979 y 1957.

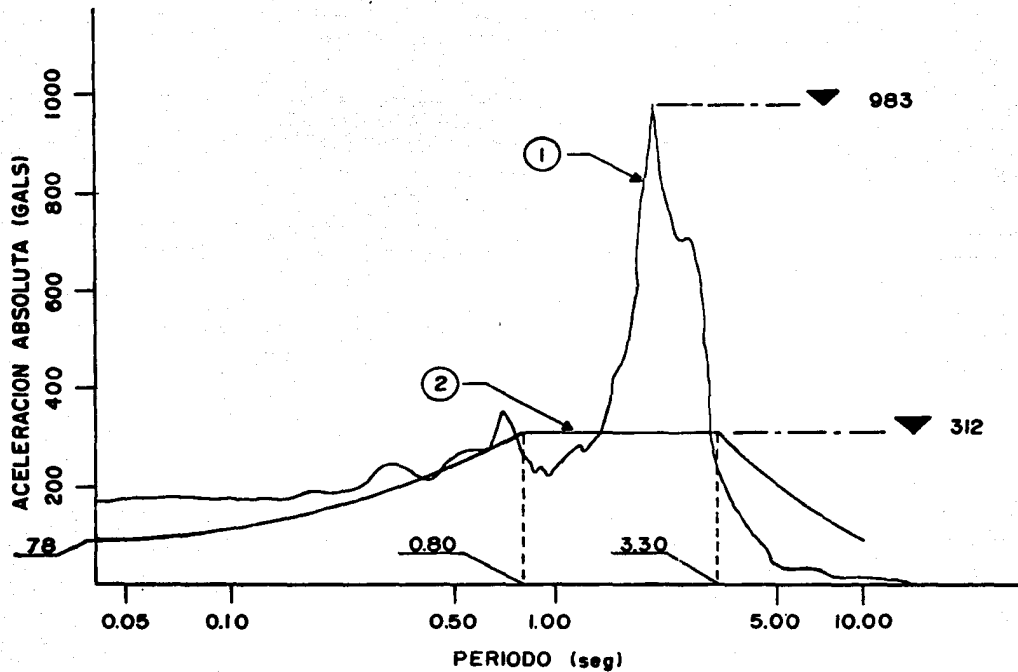


Fig. 6.6 Comparación entre el espectro de respuesta para 5 % de amortiguamiento del sismo del 19 de septiembre de 1985 (1) y el espectro de diseño para edificios del grupo A del RDF 1976 (2).

Niv.	Consi- deración	Desplazamientos (cm)								
		Marco Dirección X					Marco Dirección Y			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	Empotr.	3.2	2.9	2.6	2.3	2.0	1.6	1.7	1.9	3.1
	I S E	6.8	6.4	6.0	5.7	5.3	2.5	2.7	2.8	3.0
	Δ (%)	(109)	(119)	(130)	(143)	(159)	(57)	(53)	(46)	(41)
5	Empotr.	2.9	2.6	2.4	2.1	1.9	1.4	1.5	1.7	1.9
	I S E	6.1	5.7	5.4	5.1	4.8	2.2	2.3	2.5	2.6
	Δ (%)	(108)	(117)	(127)	(140)	(155)	(60)	(54)	(48)	(41)
4	Empotr.	2.5	2.2	2.0	1.8	1.6	1.2	1.3	1.4	1.6
	I S E	5.2	4.9	4.7	4.4	4.1	1.9	2.0	2.1	2.2
	Δ (%)	(109)	(119)	(130)	(141)	(158)	(61)	(55)	(49)	(42)
3	Empotr.	1.9	1.7	1.5	1.4	1.2	0.9	1.0	1.1	1.3
	I S E	4.1	3.9	3.7	3.5	3.3	1.5	1.6	1.7	1.8
	Δ (%)	(116)	(127)	(139)	(152)	(170)	(64)	(58)	(52)	(45)
2	Empotr.	1.2	1.0	0.9	0.8	0.7	0.7	0.7	0.8	0.9
	I S E	2.8	2.6	2.5	2.4	2.2	1.1	1.2	1.3	1.3
	Δ (%)	(137)	(154)	(169)	(185)	(211)	(70)	(63)	(56)	(50)
1	Empotr.	0.5	0.4	0.3	0.2	0.2	0.4	0.4	0.5	0.5
	I S E	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	0.7	0.7	0.8	0.8
	Δ (%)	(208)	(247)	(288)	(343)	(427)	(82)	(74)	(70)	(61)
PB	Empotr.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	I S E	0.6	0.6	0.5	0.5	0.4	0.3	0.4	0.4	0.4

Tabla 6.2 Desplazamientos ocurridos en el edificio, al aplicarle el sismo del 19 de septiembre de 1985, para dos diferentes consideraciones de desplante: base empotrada e interacción suelo-estructura (I S E), se presentan también los incrementos de desplazamiento en por ciento, tomando como base los valores obtenidos de la consideración de empotramiento. Los incrementos se obtuvieron tomando en cuenta las cifras tal como las vierte el SUPER-ETABS, mientras que en la tabla se redondea hasta milímetros.

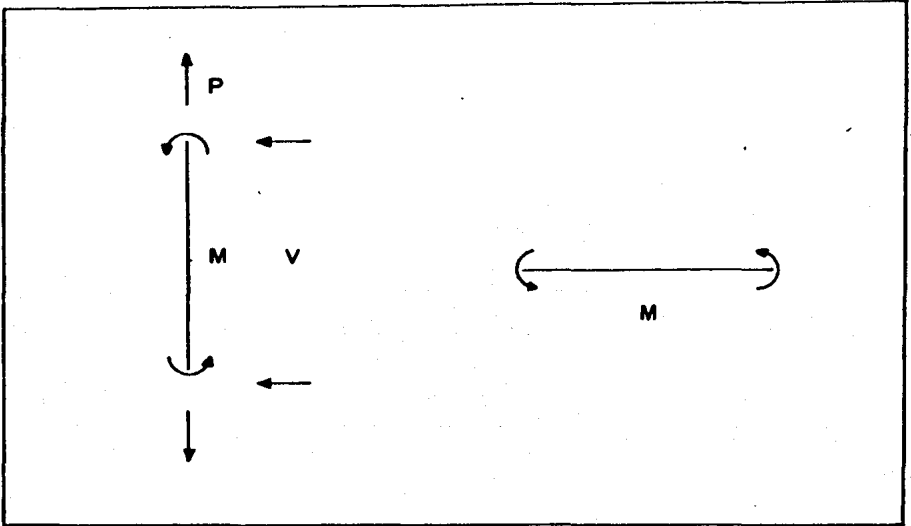


Fig. 6.7 Signo (+) de los elementos mecánicos de columnas y traves de acuerdo al programa de análisis SUPER-ETABS.

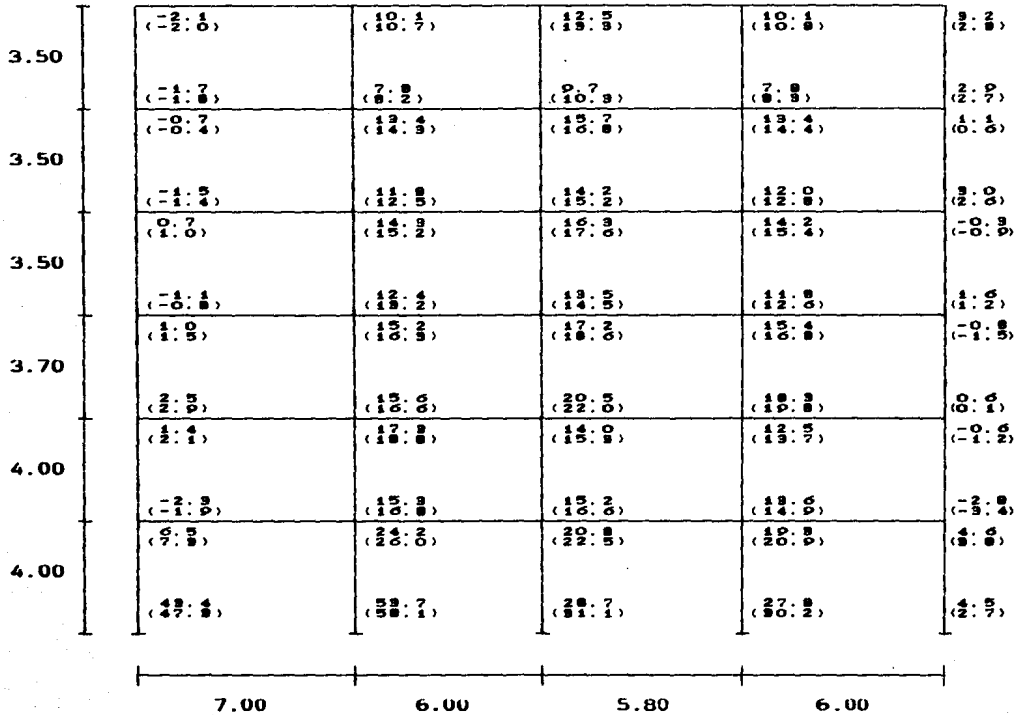
1

2

3

4

5



MARCO TIPO 9 DIRECCION Y (N-S)

Fig. 6.8 Momentos en columnas, los valores entre paréntesis corresponden a los obtenidos considerando interacción suelo-estructura.

- Acotaciones en metros.
- Momentos en ton-m.

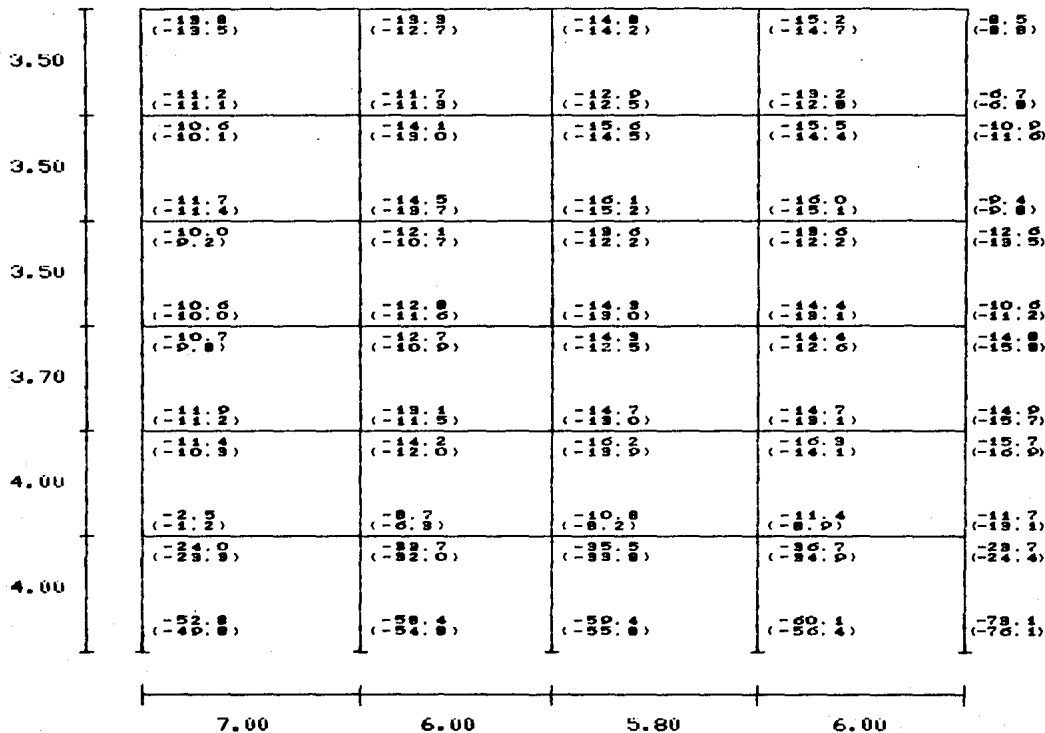
1

2

3

4

5



MARCO TIPO 8 DIRECCION Y (N-S)

Fig. 6.9 Momentos en columnas, los valores entre paréntesis corresponden a los obtenidos considerando interacción suelo-estructura.

-Acotaciones en metros.

-Momentos en ton-m.

1

2

3

4

5

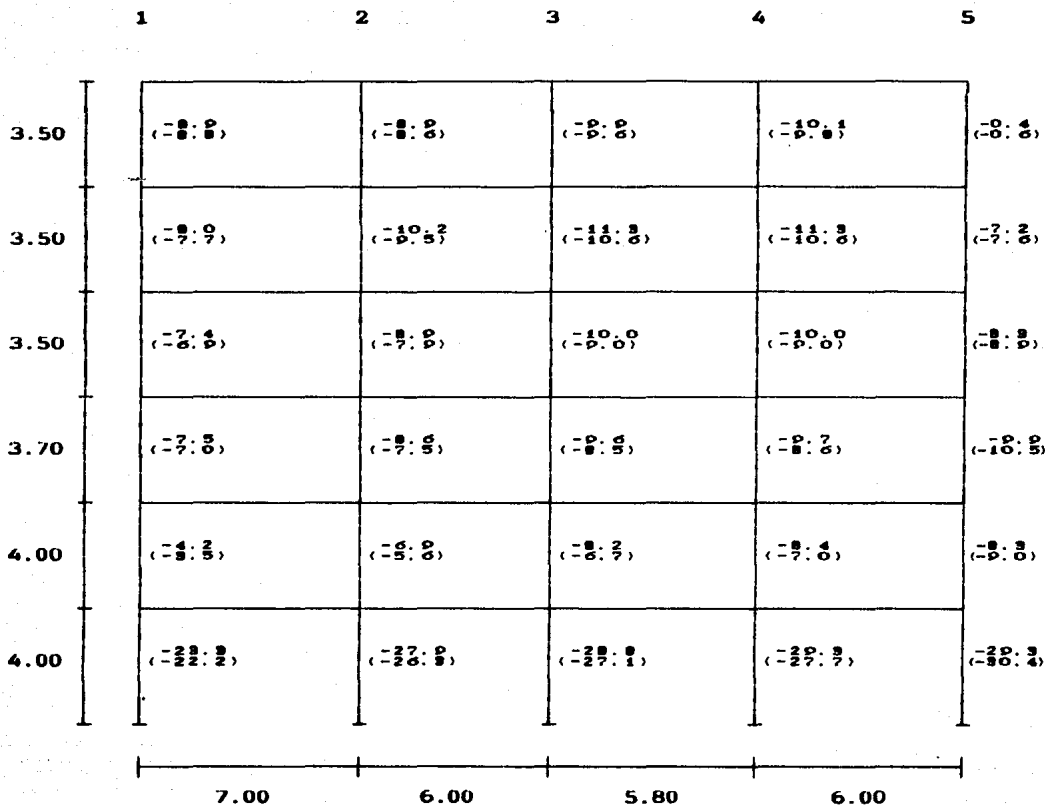
3.50	(22.0) (22.0)	(4.2) (4.0)	(10.8) (10.7)	(7.8) (7.7)	(18.4) (18.8)	(8.0) (8.9)	(18.1) (18.4)	(10.7) (11.1)
3.50	(34.0) (34.0)	(14.7) (15.0)	(30.4) (31.3)	(18.0) (18.5)	(30.4) (31.9)	(20.2) (21.1)	(28.7) (29.5)	(20.0) (20.8)
3.50	(37.0) (37.2)	(18.7) (20.0)	(35.0) (35.4)	(23.2) (23.0)	(35.0) (36.4)	(24.8) (26.2)	(33.8) (34.8)	(24.3) (25.0)
3.70	(41.0) (43.3)	(21.7) (23.3)	(38.5) (40.2)	(26.4) (28.1)	(38.5) (40.2)	(27.0) (28.0)	(37.4) (38.1)	(28.3) (30.3)
4.00	(44.0) (46.0)	(24.8) (25.8)	(42.5) (44.0)	(30.3) (31.4)	(42.4) (44.0)	(31.8) (34.0)	(41.0) (43.7)	(32.0) (34.0)
4.00	(50.2) (52.0)	(38.4) (40.0)	(55.0) (58.3)	(43.4) (45.7)	(55.2) (58.0)	(44.5) (46.0)	(57.2) (59.0)	(40.7) (42.3)
	7.00	6.00	5.80	6.00				

MARCO TIPO 8 DIRECCION Y (N-S)

Fig. 6.11 Momentos en traves, los valores entre paréntesis corresponden a los obtenidos considerando interacción suelo-estructura.

-Acotaciones en metros.

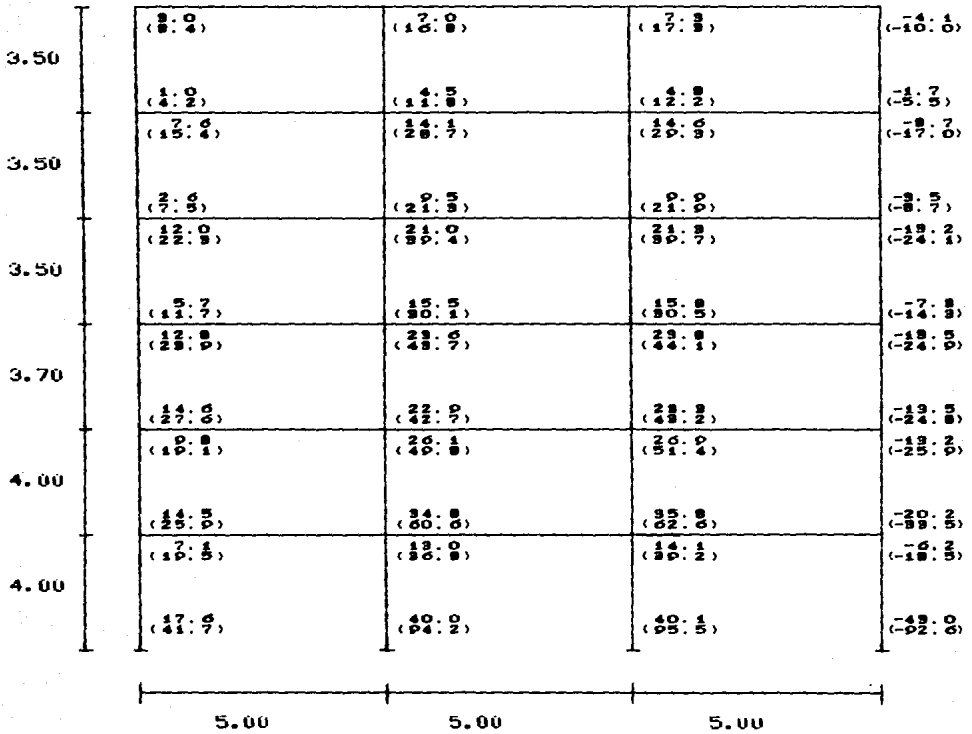
-Momentos en ton-m.



MARCO TIPO 8 DIRECCION Y (N-S)

Fig. 6.13 Cortante en columnas, los valores entre paréntesis corresponden a los obtenidos considerando interacción suelo-estructura.

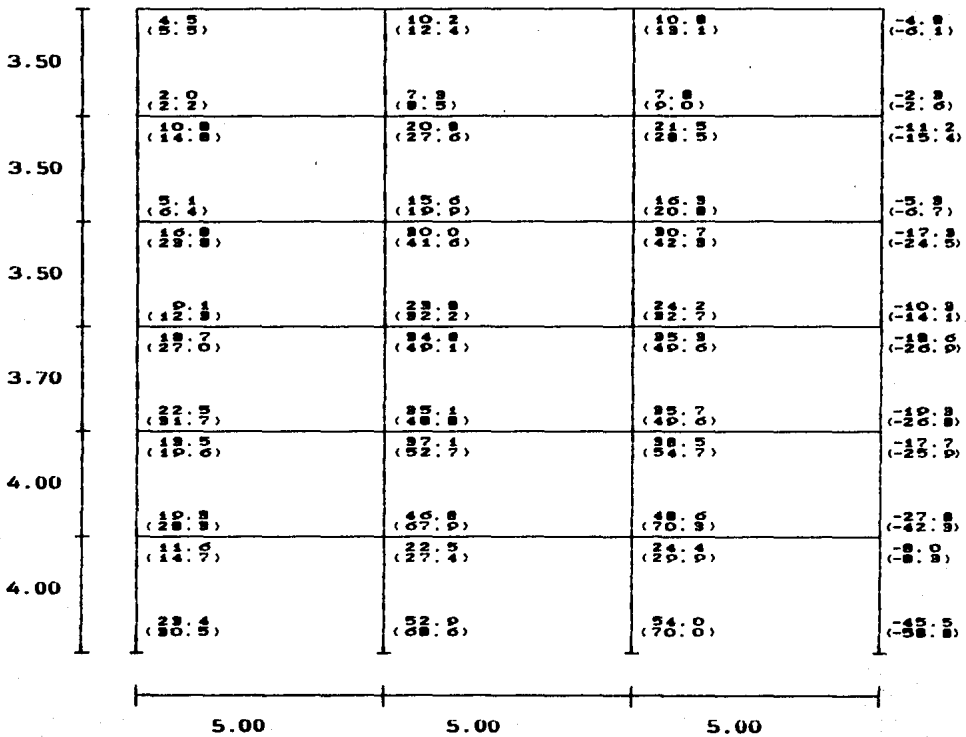
- Acotaciones en metros.
- Momentos en ton-m.



MARCO TIPO 5 DIRECCION X (E-O)

Fig. 6.16 Momentos en columnas, los valores entre paréntesis corresponden a los obtenidos considerando interacción suelo-estructura.

-Acotaciones en metros.
-Momentos en ton-m.

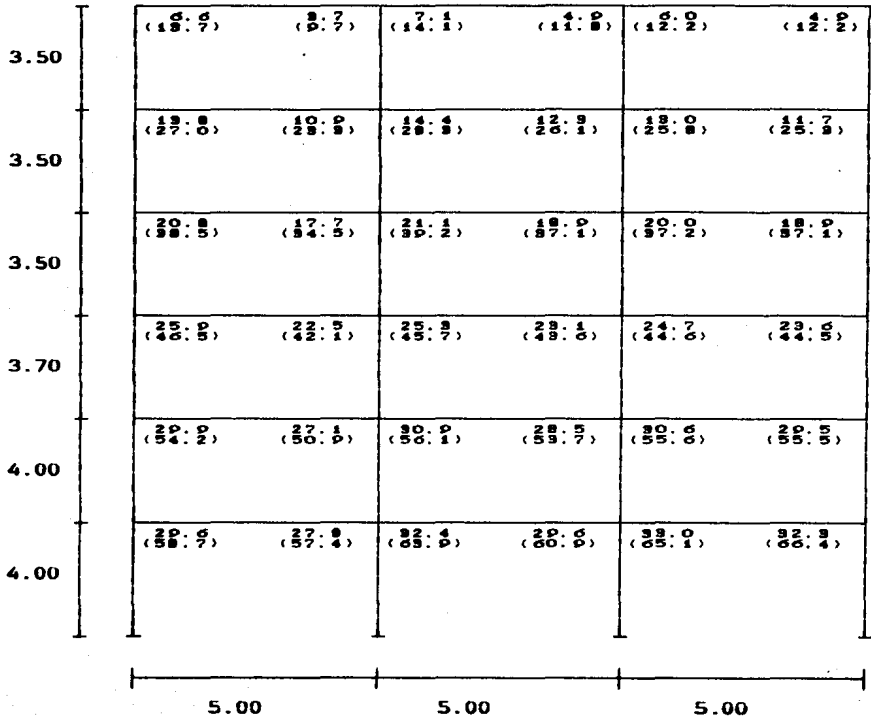


MANCO TIPO 3 DIRECCION X (E-O)

Fig. 6.17 Momentos en columnas, los valores entre paréntesis corresponden a los obtenidos considerando interacción suelo-estructura.

-Acotaciones en metros.

-Momentos en ton-m.



MARCO TIPO 3 DIRECCION X (E-O)

Fig. 6.18 Momentos en traves, los valores entre paréntesis corresponden a los obtenidos considerando interacción suelo-estructura.

-Acotaciones en metros.

-Momentos en ton-m.

6

7

8

9

3.50	8.4 (9.7)	8.0 (8.0)	9.9 (11.2)	5.0 (7.7)	7.3 (8.5)	5.7 (7.1)
3.50	18.7 (23.4)	14.0 (18.4)	19.0 (24.0)	10.8 (21.0)	17.2 (21.8)	13.2 (20.2)
3.50	28.7 (38.2)	23.8 (32.0)	29.1 (38.8)	23.7 (35.9)	27.1 (36.8)	23.0 (33.4)
3.70	30.0 (50.9)	31.1 (49.0)	35.4 (48.5)	32.1 (45.2)	34.4 (47.4)	33.0 (40.7)
4.00	41.1 (57.5)	35.0 (52.7)	42.0 (55.5)	38.0 (55.7)	42.1 (59.1)	40.0 (58.0)
4.00	37.1 (49.8)	34.5 (47.0)	41.0 (55.8)	37.4 (51.5)	42.2 (56.0)	41.4 (56.8)
	5.00		5.00		5.00	

MARCO TIPO 3 DIRECCION X (E-O)

Fig. 6.19 Momentos en traves, los valores entre paréntesis corresponden a los obtenidos considerando interacción suelo-estructura.

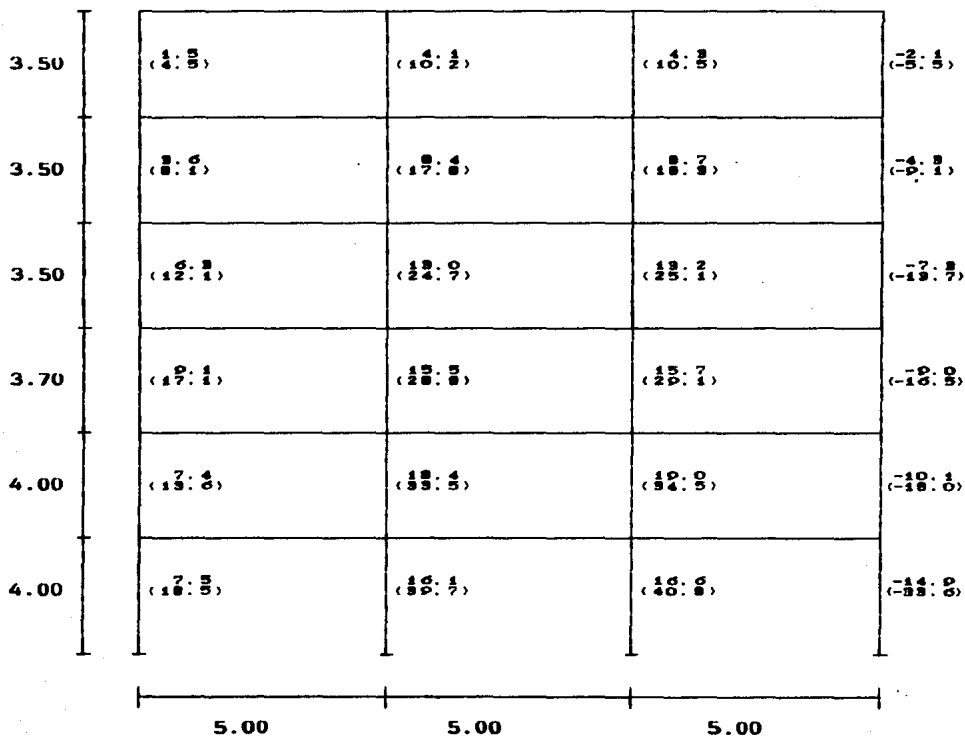
-Acotaciones en metros.
-Momentos en ton-m.

6

7

8

9

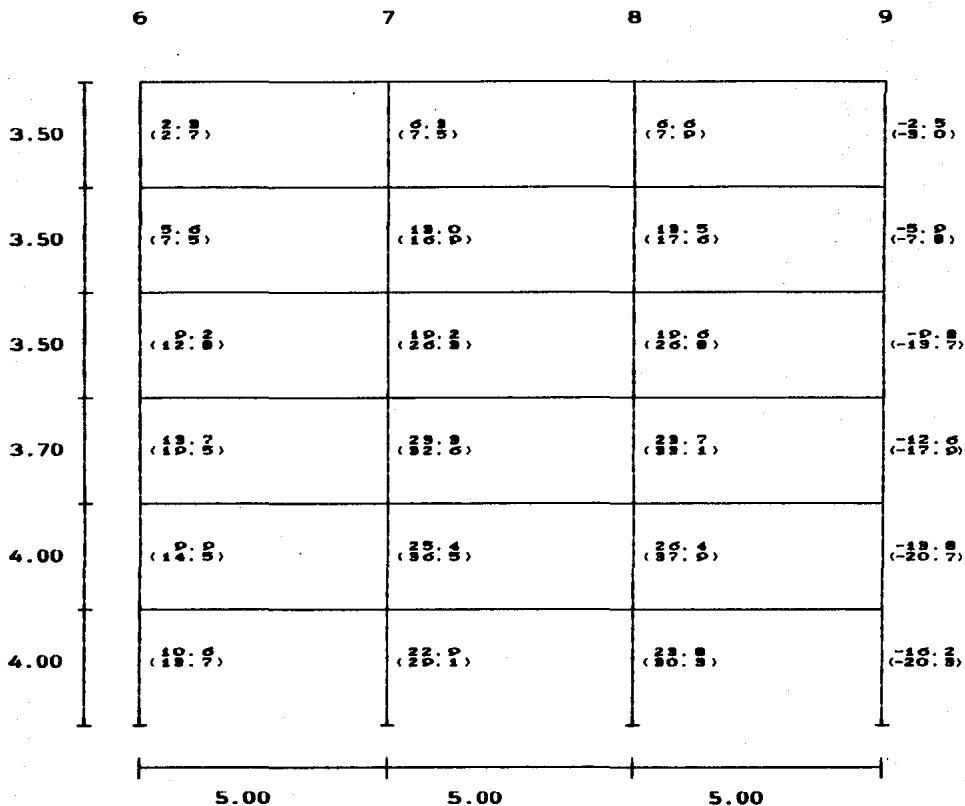


MARCO TIPO 5 DIRECCION X (E-O)

Fig. 6.20 Cortante en columnas, los valores entre paréntesis corresponden a los obtenidos considerando interacción suelo-estructura.

-Acotaciones en metros.

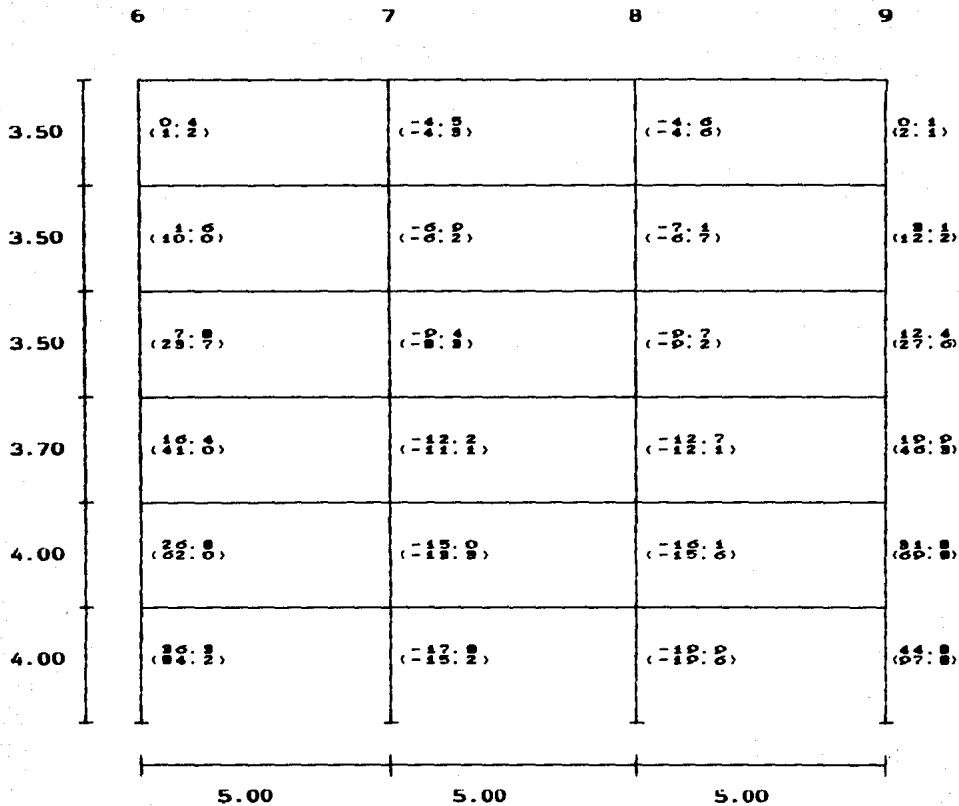
-Momentos en ton-m.



MARCO TIPO 3 DIRECCION X (E-O)

Fig. 6.21 Cortante en columnas, los valores entre paréntesis corresponden a los obtenidos considerando interacción suelo-estructura.

-Acotaciones en metros.
-Momentos en ton-m.



MARCO TIPO 5 DIRECCION X (E-O)

Fig. 6.22 Fuerza Axial en columnas, los valores entre paréntesis corresponden a los obtenidos considerando interacción suelo-estructura.

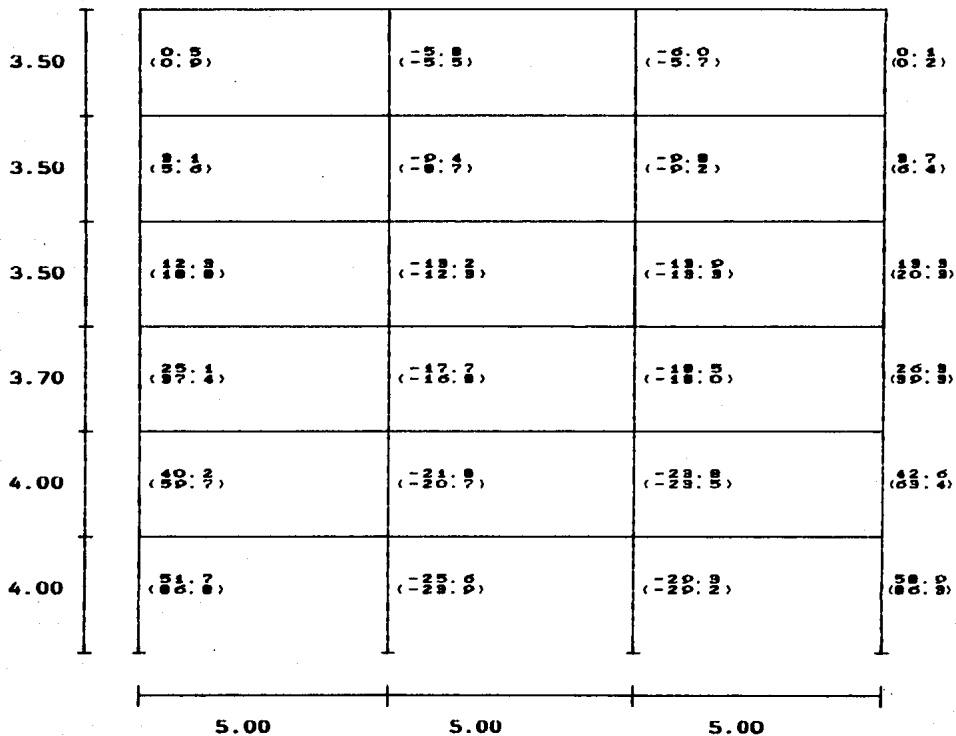
-Acotaciones en metros.
-Momentos en ton-m.

6

7

8

9



MARCO TIPO 3 DIRECCION X (E-O)

Fig. 6.23 Fuerza Axial en columnas, los valores entre paréntesis corresponden a los obtenidos considerando interacción suelo-estructura.

-Acotaciones en metros.
-Momentos en ton-m.

Nivel	Fza. Axial actuante (Ton)	Fza. Axial resistente (Ton)	FS
6	18.73	28.83	1.54
5	31.14	48.42	1.55
4	46.42	55.36	1.19
3	62.74	92.82	1.48
2	79.97	116.21	1.45
1	97.90	98.48	1.01

Tabla 6.3 Resultados de la revisión por resistencia última de la línea de columnas crítica del edificio, considerando 2 % de acero de refuerzo. Se observa que el factor de seguridad (FS) es mayor a 1 en todos los casos.