

28
13

Universidad Nacional Autónoma de México



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA.

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica

ESTUDIO COMPARATIVO DE RESPUESTA DINAMICA DE
ESTRUCTURAS REALES AL CONSIDERAR LA
INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

presenta

RICARDO AVILA FUENTES



México, D. F.

Mayo 1989





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

1. Antecedentes	1
2. Estructuras seleccionadas para el estudio	
2.1 Descripción General	3
2.1.1 Niveles de carga	4
2.2 Proyecto de reconstrucción	5
2.3 Mediciones de vibración ambiental	6
2.3.1 Procedimiento de medición	7
2.4 Mediciones de ultrasonido	8
3. Análisis estructural mediante ordenadores digitales	
3.1 Información disponible para el análisis	10
3.2 Marco teórico	10
3.3 Establecimiento del modelo analítico	11
3.3.1 Modelo geométrico	12
3.3.2 Modelo de las condiciones de continuidad	13
3.3.3 Modelo de comportamiento de los materiales	14
3.3.4 Modelo con acciones impuestas	14
3.4 Solución del problema analítico planteado	15
4. Sismos considerados en el estudio	
4.1 Generalidades	17
4.2 Origen de los sismos	17
4.2.1 Tectónica del lugar	19
4.3 Sismo del 19 de septiembre de 1985	20
4.3.1 Sismología	20
4.4 Distribución de daños en la República Mexicana	20
5. Características del subsuelo	
5.1 Localización geográfica del Valle de México	22
5.2 Geología regional	23
5.3 Estratigrafía regional	23

5.4 Trabajos de exploración en el sitio	24
5.5 Geotécnia del sitio	25
6. Obtención de elementos mecánicos con y sin interacción suelo-estructura.	
6.1 Generalidades	27
6.2 Hipótesis de modelación	27
6.3 Aplicación al modelo	30
7. Revisión de miembros estructurales	
7.1 Procedimiento de revisión	33
7.2 Resultados obtenidos	35
8. Comentarios finales	37
9. Referencias	39
10. Tablas y figuras	42

1. ANTECEDENTES

Es tradicional que el diseño sísmico de edificios se lleve a cabo suponiendo que el movimiento se aplica en su base, o que las fuerzas estáticas aplicadas en sus distintos niveles son independientes de las propiedades del subsuelo y de las características de la cimentación. El método más común de análisis usado por el ingeniero proyectista es el considerar que el edificio está cimentado sobre una base rígida y que el movimiento del terreno no se altera por presencia de la estructura.

El fenómeno de interacción suelo-estructura afecta, como demostraremos más adelante, a momentos flexionantes, fuerzas cortantes y sobre todo a desplazamientos. Esto se explica en forma simplificada de la siguiente manera. Dada cualquier estructura que presente un pequeño giro en la base, éste provocará desplazamientos grandes, adicionales a los calculados elásticamente en los últimos niveles de la estructura. Además de incrementos significativos en los valores de elementos mecánicos.

Por lo tanto el objetivo primordial del presente trabajo es el destacar la importancia de considerar la interacción suelo estructura en el diseño de edificios, especialmente los ubicados en terreno blando.

Otro punto importante es el tratar de observar, el alcance de las expresiones que toman en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura propuestas por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF).

Se analizará además una estructura real, y se efectuará un estudio comparativo de sus propiedades dinámicas.

Hablaremos ahora de los motivos por los cuales se efectuó el presente trabajo.

El día 16 de septiembre de 1974 el cuerpo "B" del Centro Nacional SCT, se incendia en el piso número seis. El incendio destruyó mobiliario y documentación importante de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y de la Secretaría de Obras Públicas, y dura aproximadamente 2 horas con 15 minutos.

Este incendio produjo consecuencias estructurales serias entre las que

podemos mencionar las siguientes: como es de suponerse, el calor producido por un incendio de tal magnitud, sobrecalentó miembros estructurales (vigas y columnas) de ese nivel, provocando cambios de humedad importantes y dilatación del acero de refuerzo, disminuyendo su adherencia con el concreto e impidiendo un adecuado trabajo de conjunto entre los dos materiales. Investigaciones recientes demuestran que si se somete al concreto a calentamientos relativamente fuertes se acelera el proceso químico del mismo, y se degrada su resistencia. Pero hasta la fecha del incendio el edificio seguía en pie.

En el sismo del 19 de septiembre de 1985 estos edificios sufrieron entre otras cosas, grandes desplazamientos, giros en la cimentación, a consecuencia de deformaciones grandes en el suelo y a la magnitud del movimiento. Cada cuerpo era independiente el uno del otro y tenían juntas constructivas de 10 a 15 cm aproximadamente; estas juntas resultaron ser insuficientes para absorber los desplazamientos y por lo tanto hubo golpeteo entre ellos, pero lo más significativo en la falla de este edificio fue que precisamente en el piso número 6 del cuerpo "B" fallaron las columnas (fig. 2), esto indica que efectivamente el calor del incendio mencionado afectó en gran medida, las columnas de este nivel, con una reducción significativa de su resistencia. En los otros tres edificios, aunque no hubo una falla aparatosa de las columnas, también resultaron con daños muy severos.

La cimentación de este inmueble experimentó un asentamiento muy considerable y variable de 60 cm en la parte Norte a 10 cm en la parte Sur.

Consecuencia de la falla de esta estructura es el que la Secretaría de Comunicaciones y Transportes haya solicitado al Instituto de Ingeniería el estudio de estos edificios, con el fin de conocer en forma experimental y analítica sus características dinámicas.

2. ESTRUCTURAS SELECCIONADAS PARA EL ESTUDIO

2.1 Descripción General

El centro originalmente estaba formado por cinco edificios, que se reconocían de la siguiente manera, A, B, C, D y H. Además contaba con cuatro rampas de acceso, un auditorio, un laboratorio, un gimnasio y otros edificios menores.

Los edificios A y B fueron motivo de un proyecto de investigación realizado por el Instituto de Ingeniería (sección de estructuras), por tanto son los únicos que aquí se describen.

Solamente el edificio "B" será motivo del análisis de propiedades dinámicas desarrollado en el presente trabajo.

El edificio "A" es de planta regular mide 15 x 128 m y se divide en tres cuerpos, denominados de la siguiente manera: dos cuerpos simétricos, A oriente y A poniente, un cuerpo central "AB".

El edificio "B" consta de un solo cuerpo de planta rectangular de aproximadamente 17 x 69 m, con su eje longitudinal orientado hacia el Norte (fig. 1).

Es un edificio que originalmente se proyectó para hospital del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS) y posteriormente fue adquirido por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), y Secretaría de Obras Públicas (SOP), para albergar sus oficinas centrales. Cada cuerpo contaba con una planta baja y 10 niveles, con una altura total aproximada de 34.5 m. Tiene una peculiaridad ya que en ciertas zonas, especialmente en los extremos de las construcciones aparecen decorados con una obra muralista a base de mosaicos de piedras de colores naturales, en los que se representa símbolos y características importantes de nuestra cultura. Esta obra titulada "*Alegoría de las comunicaciones*", le dió a este arquitecto mexicano reconocimiento internacional.

Los edificios fueron diseñados de acuerdo con el reglamento de 1942, vigente durante la etapa de diseño. Las estructuras parecen haber sido calculadas para fuerzas laterales estáticas iguales al 5% del peso total de

la planta (ref 1).

Hubo una temporada en que la obra estuvo suspendida y abandonada y en este tiempo fue víctima del intemperismo, dado que la cimentación estuvo inundada y el acero de refuerzo de algunos elementos estuvo expuesto, se puede suponer deterioro de los materiales.

Como ya se mencionó en el capítulo 1, el sismo del 19/sep/85 causó serios daños a las estructuras, dañando también los murales que las decoraban. Debido a la importancia que tienen las estructuras por su valor artístico y cultural, se tomó la decisión de rescatarlas.

La idea de rescatar los murales trajo consigo distintos trabajos necesarios para su realización.

Ellos se dividieron básicamente en dos partes, una de construcción y diseño y la otra de análisis y estudios especiales. Estas etapas se intercalaron de la siguiente manera:

Primero, como ya mencionamos, la demolición de la estructura desde el nivel de falla hasta el último piso. De la estructura recortada como se muestra en la figura 3, se realizó un estudio cuidadoso de comportamiento estructural que tenía como fin determinar todas las características estructurales del inmueble antes de su reconstrucción.

Estos trabajos fueron elaborados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, sección de estructuras, bajo la dirección del Ingeniero Nefthalí Rodríguez Cuevas.

Básicamente fueron dos, uno el de "mediciones de ultrasonido", y el otro "estudios de vibración ambiental". El primero de ellos tuvo como finalidad determinar las propiedades físicas del concreto tales como módulo de elasticidad dinámico (E_d) y resistencia a la compresión (f'_c). El segundo es un estudio bastante completo mediante el cual se obtienen las características dinámicas de la estructura entre las que podemos mencionar modos de vibrar en flexión (en dos direcciones) y modos de vibrar en torsión, parámetros importantes dentro del comportamiento sísmico.

2.1.1 Niveles de carga

Los niveles de carga durante las mediciones de vibración ambiental eran

mínimos.

Después del sismo del 19 de septiembre de 1985 que provocó la falla del inmueble, se procedió a la desocupación de mobiliario y documentación así como de equipos de laboratorio que ahí se encontraban. Del mismo modo, se retiró toda la ventanería y equipo de elevadores, puertas y muros divisorios, muy ligeros y fácilmente removibles, quedando únicamente la estructura esquelética de marcos formados por columnas cuadradas y trabes peraltadas, con un sistema de piso de losas perimetralmente apoyadas, con espesor promedio de 10 cm y con un firme de aproximadamente 5 cm.

También contaba con un conjunto de pretilas, en todos los niveles excepto en la planta baja, hechos de concreto, reforzado con malla de 1/4 de pulgada y cubiertos con acabados de piedra de cantera.

2.2 Proyecto de reconstrucción

Debido a los daños sufridos estos inmuebles quedaron prácticamente inhabitables, y en términos económicos resultaba factible hacer una demolición total y construir un nuevo edificio, pero se optó por hacer una cuidadosa reparación.

El proyecto de rehabilitación comprendía los siguientes objetivos; primero el aprovechamiento racional de los elementos estructurales no dañados dándoles el tratamiento adecuado para que cumplan las especificaciones del nuevo reglamento del D.F., y segundo, conservar la imagen arquitectónica del conjunto, que constituye un punto de referencia para la ciudad.

Esta reparación comprendía varias etapas, que mencionaremos a continuación:

La primera de ellas sería la demolición de 4 niveles superiores al nivel de la falla, en los cuatro cuerpos.

El colado de las losas de fondo para transformar la retícula de zapatas y contratraves, en un cajón de celdas múltiples, ampliación del cajón 3 m periférico a la planta del edificio. Hincado de pilotes hasta la capa dura, los que estarán en posibilidad de trabajar como pilotes de control, para el caso de que eventualmente se presenten en la cimentación

hundimientos diferenciales considerables.

Demolición y reconstrucción de elementos estructurales que presenten daño excesivo.

Colocación de muros de rigidez de concreto reforzado en algunos claros, en ambas direcciones.

Inyectado con resina epóxica a elementos fisurados, reforzamiento de elementos estructurales con placas metálicas pegadas con resina epóxica.

Sobre la estructura recortada se construirá una estructura no uniforme en elevación, ya que en los extremos donde se alojarán los murales tendrán una altura de 4 pisos adicionales y en la parte restante solo de uno.

Y por último, la reconstrucción de los murales, esto en colaboración con el Instituto Nacional de Bellas Artes (INBA).

Las empresas involucradas en los proyectos estructural y arquitectónico son las compañías COLINAS-DE BUEN S.A. y PAICON respectivamente. Las obras de rehabilitación están a cargo de la Dirección General de Aeropuertos de la propia Secretaría, por medio de su Dirección General de Edificación Urbana.

2.3 Mediciones de vibración ambiental

Durante las dos primeras semanas del mes de noviembre de 1987 se llevaron a cabo las mediciones de los efectos de vibración ambiental. Debido al tránsito de vehículos en las calles que rodean al edificio, este presenta vibraciones producidas por el movimiento del subsuelo y por la acción del viento.

El procedimiento consiste básicamente en conocer y correlacionar los espectros de aceleración, en el dominio de frecuencias, medidos en siete puntos del inmueble.

Para medir tales movimientos se seleccionó un sistema muy sensible formado con:

- 1) Acelerómetros Systron Donner, modelo 4310
- 2) Amplificadores de señal y filtros para evitar el ruido de alta frecuencia

- 3) Acondicionadores de señal
- 4) Analizador de espectros HP 3582 A, con dos canales de observación

2.3.1 Procedimiento de medición

Se seleccionaron 7 puntos de medición en cada estructura en los siguientes lugares:

a) Tres puntos de azotea. El central se colocó sobre una línea vertical próxima a la posición de los centros de cortante en cada planta del edificio y los dos restantes en una diagonal de la azotea, situándose uno en la esquina SE y otro en la esquina NW de la azotea, para cada cuerpo excepto para el "AB" que fue en las esquinas SW y NE

b) En la línea vertical próxima a los centros de cortante de cada nivel se colocaron 2 puntos de observación, en los niveles intermedios 2 y 4, a fin de identificar los modos naturales de vibrar

c) En las esquinas SE y NW de la planta baja de cada edificio excepto el cuerpo "AB" que fue en las esquinas SW y NE se colocaron puntos de medición, para conocer y medir las aceleraciones verticales y horizontales de la base del edificio.

En cada punto de medición se colocó una placa perforada de acrílico, que se adhirió a la estructura de concreto con acero líquido. Dichas placas permanecerán en su posición con objeto de obtener mediciones periódicas, mediante las cuales sea factible observar los posibles cambios en la forma de los espectros de aceleración y así poder identificar la evolución de la rigidez del edificio y de su cimentación.

En cada placa se colocó un acelerómetro, para detectar el movimiento en dos direcciones ortogonales entre sí. Se conectan mediante cables blindados de seis hilos, a un sistema de amplificadores y acondicionadores, donde se filtran y ajustan al nivel de amplitud necesario (aproximadamente 100 veces) para lograr un registro claro. Estas señales acondicionadas son enviadas al analizador de espectros de dos canales para calcular, en tiempo real, los espectros de potencia de cada una de las señales, la coherencia y la función de transferencia entre las dos señales.

Para lograr espectros estables, se registran promedios de 32 eventos. Las ventanas de observación fueron de 0 a 10 Hz, teniendo dichos eventos una duración de 12.5 segundos cada uno.

Con esta información es posible identificar tres características dinámicas del movimiento en la estructura:

- a) Movimientos en fase que definen los modos naturales en flexión
- b) Movimientos generados por modos normales en torsión
- c) Modos de bamboleo de la estructura sobre la cimentación

Los tres tipos de modos se pueden identificar con vibraciones ambientales provocados por la interacción suelo-estructura, observando el movimiento de la estructura en dos direcciones ortogonales.

En el presente trabajo solamente abordaremos los modos referentes al inciso "a" antes mencionado.

Las configuraciones modales experimentales determinadas por este método y para el edificio antes descrito, aparecen en la figura 10.

2.4 Mediciones de ultrasonido

Para conocer las propiedades físicas del concreto reforzado de los edificios en estudio, se recurrió a la técnica de medición de velocidad de pulsos ultrasónicos en diversos puntos de la estructura a fin de determinar diferentes características, entre ellas podemos mencionar las siguientes: homogeneidad del concreto, detección de grietas y definir valores estadísticos que permitan conocer el módulo dinámico de Young (Ed).

En la literatura técnica existen normas que controlan el uso de la técnica de ultrasonido, entre las que se pueden mencionar: ASTM C597-71 y BS 4408, parte 5, para conocer la velocidad de transmisión de pulsos ultrasónicos, en trabes y columnas del edificio en estudio.

Se utilizó un equipo generador de un pulso ultrasónico que dispone de un emisor y de un receptor equipado con cristales piezoeléctricos de cuarzo. El pulso se transmitió en la frecuencia de 20 000 Hz, anotándose el tiempo de transmisión en el elemento estructural en estudio.

Se realizó un muestreo sistemático en por lo menos ocho columnas por

nivel para cada cuerpo. Se obtuvieron velocidades de pulso en aproximadamente 195 columnas.

De tales valores se obtuvo un valor medio para cada nivel, y para cada cuerpo, dicho valor nos dio una idea de la calidad del concreto que conforma la estructura, estos valores se pueden apreciar en la tabla 1.

Se debe de mencionar que con la técnica de ultrasonido se detectaron columnas dañadas con apariencia de no estarlo.

Es posible relacionar el módulo de Young dinámico del concreto reforzado con la velocidad de propagación de un pulso ultrasónico. La expresión que relaciona estos dos parámetros es la siguiente:

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

donde:

E_D =Módulo de Young dinámico, expresado en $[kg/cm^2]$

v =Velocidad de propagación de pulso, expresado en $[km/s]$

e =Base de logaritmos naturales

Esta expresión fue propuesta por Thomset (ref 2) en 1980 y al parecer por experiencias en trabajos anteriores desarrollados en el Instituto de Ingeniería ha dado buenos resultados.

Los criterios de evaluación de la calidad del concreto, propuestos por diferentes autores entre ellos Agrawal indican tres categorías, en base a la velocidad de pulso. Para concretos considerados de calidad buena la velocidad del pulso ultrasónico debe ser mayor de 3 km/s ,para concretos de calidad intermedia la velocidad debe oscilar entre 3 y 2.5 km/s, y para concretos de calidad pobre la velocidad de pulso es inferior a los 2.5 km/s.

3. ANALISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE ORDENADORES DIGITALES

3.1 Información disponible para el análisis

Para el presente trabajo se contó con información original en forma parcial, ya que se tenían datos de planos estructurales de los cuerpos "A" oriente, "A" poniente y "AB", pero solo los correspondientes a vigas; en lo que corresponde a columnas, no se contó con dato alguno. Por lo que respecta al cuerpo "B" no existía información estructural, ni de vigas ni de columnas.

La escasa información con la que se contaba hizo necesaria la recolección de datos mediante la medición directa en las estructuras mencionadas. Se recabó información de dimensiones de: vigas, vigas secundarias, columnas, detalles y ubicación de rampas y muros que formaban parte de las escaleras. Se tomó la ubicación y características de muros de mampostería, muros de concreto y muros mural con los que contaba en el momento de su medición.

3.2 Marco teórico

En esta etapa de análisis se realiza la determinación de la respuesta estructural, o sea de los efectos que las acciones (sismo en este caso) producen en la estructura. Estos efectos se describen en términos de fuerzas internas, esfuerzos, desplazamientos y deformaciones. En el contexto de revisión por estados límite, el análisis se refiere a la determinación de las fuerzas actuantes en las diferentes secciones de la estructura para su posterior comparación en las fuerzas internas resistentes, y así verificar el grado de seguridad de la estructura.

El análisis constituye la etapa más científica dentro del presente trabajo, aquella en donde se emplean métodos de mecánica estructural que implican el uso de herramientas matemáticas muy refinadas.

El análisis estructural ha tenido una evolución extraordinaria en las

últimas décadas, con el desarrollo de métodos numéricos que resuelven los problemas matemáticos mediante procesos iterativos, con los que se puede llegar a niveles de precisión que se desee, mediante la ejecución del número necesario de ciclos de iteración.

Con dichos procedimientos se puede analizar prácticamente cualquier tipo de estructura, por más compleja que esta sea, recurriendo al empleo de programas de cómputo, con los que pueden realizarse en poco tiempo y a un costo razonable, los millones de operaciones numéricas que una solución de este tipo implica.

No debe de perderse de vista que se manejan en esta etapa modelos analíticos de la estructura. La etapa de análisis se puede considerar dividida en: el establecimiento del modelo analítico que representa a la estructura y a las acciones que sobre ésta se ejercen, y en una segunda parte que consiste en la solución del problema analítico así planteado.

Por muy precisa que sea la solución analítica, sus resultados solo serán indicativos de la respuesta de la estructura, en la medida en que el modelo analizado represente fielmente sus propiedades esenciales.

3.3 Establecimiento del modelo analítico

El modelo estructural con el cual se realiza el análisis está integrado esencialmente por diversas partes que a continuación se describen (ref 6):

a) **Modelo geométrico.** Es un esquema que representa las principales características geométricas de la estructura. Básicamente identifica la parte de la construcción que desarrolla funciones estructurales y elimina la parte que no influye en forma significativa en la respuesta de la estructura

b) **Modelo de las condiciones de continuidad en las fronteras.** Debe establecerse como cada elemento está conectado con sus adyacentes, es decir si mediante un nudo rígido o permite algún tipo de deformación relativa, así como también las condiciones de apoyo de la estructura: empotramiento, apoyo libre, apoyo guiado etc.

c) **Modelo de comportamiento de los materiales.** Debe suponerse una relación esfuerzo deformación del material que compone la estructura generalmente se hace la hipótesis de comportamiento elástico-lineal

d) **Modelo de acciones impuestas.** Este comprende las acciones que afectan a la estructura para una condición dada de funcionamiento

El modelo que se desarrolla en el presente trabajo del edificio en cuestión trata de apegarse lo más fielmente posible a los cuatro aspectos antes señalados. A continuación se describe el procedimiento de modelaje seguido.

3.3.1 Modelo geométrico

Antes de describir propiamente el modelo, es pertinente hacer notar que las construcciones suelen ser sistemas complejos en los que interactúan diversos componentes, por lo que en general no es tarea fácil y directa extraer de la construcción un esquema sencillo que reproduzca fielmente la forma en que la construcción responde ante diferentes tipos de acciones.

El procedimiento seguido y el más conveniente en general, es esquematizar la estructura por medio de un conjunto de elementos estructurales principales, calificados así en la medida que afectan en la respuesta del conjunto, y eliminar algunos elementos estructurales secundarios, en cuanto a que solo tienen una influencia local en la respuesta; otra alternativa analiza cuando su influencia es asimilada empleando propiedades equivalentes de los elementos principales, que toman en cuenta el efecto de dichos elementos secundarios en la respuesta global.

En resumen, el proceso de idealización requiere plantear un modelo que represente la respuesta global de la estructura y en el que se han discriminado los elementos que no tienen función principal en la respuesta del conjunto. Además, deben idealizarse una serie de modelos locales más refinados, para el estudio de los efectos detallados de las acciones en determinadas porciones de la estructura.

Para este estudio la estructura se idealizó mediante marcos planos formados por vigas rectangulares y columnas cuadradas.

Se consideró la contribución de la losa a la rigidez a flexión del sistema, mediante una viga equivalente del sistema de piso. Los criterios para modelar esto pueden diferir significativamente, pero en este trabajo se tomó el propuesto por el Reglamento del Distrito Federal (ref 19) que

propone que una porción de losa se tome como patín de una viga " T " equivalente con la siguiente especificación (sección 2.1.2 inciso c) " El ancho de cada lado del alma será el menor de los 3 valores siguientes: La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma, lamita de la distancia al paño del alma del miembro más cercano, y ocho veces el espesor del patín " .

Se definieron un total de 14 marcos con propiedades diferentes de un total de 16; la identificación de los marcos y su distribución se pueden apreciar ampliamente en la figura 4.

Para cada miembro estructural (viga o columna) se obtiene el momento de inercia, área de cortante y sólo para columnas, el área de la sección.

El sistema de piso de cada uno de los niveles cuenta con vigas secundarias, que por no estar dentro del plano de los marcos se despreció su contribución a la respuesta estructural; así mismo cuenta con un pretel de concreto, reforzado con malla de 1/4", que por estar defasado del eje de los marcos extremos, aproximadamente 90 cm, no se tomó en cuenta en el modelo como elemento principal. Para ambos componentes, vigas secundarias y pretiles se tomo en cuenta solo su contribución en peso.

Para el cubo de escaleras se analizó un modelo local, en el que se determinó que la rigidez de las mismas es aproximadamente igual a la que proporciona una diagonal de concreto reforzado con el área transversal de una rampa.

Se consideró a los muros mural como estructurales, por la forma en que fueron construidos.

Se determinó la inercia del cajón de cimentación para cada eje, como un muro continuo tomando como limite los ejes extremos.

3.3.2 Modelo con condiciones de continuidad

En esta parte se especificaron las condiciones de continuidad entre un elemento y otro y las de frontera entre la estructura y sus apoyos. Debe tenerse en cuenta que la suposición que se haga en el modelo analítico debe ser congruente con el tipo de conexión real.

Las conexiones entre los miembros estructurales vigas y columnas, por el hecho de haberse colado monolíticamente y por sus dimensiones, se

consideran como un nudo rígido.

La continuidad de las diagonales equivalentes del cubo de escaleras, son articuladas en ambos extremos, por considerarse que representa más fielmente el modelo local.

Los muros mural y concreto se modelaron como panel, principalmente por limitación del programa.

Las condiciones de apoyo de la estructura sobre el terreno depende del tipo de cimentación que se proporcione y de las propiedades del subsuelo. Se acostumbra a modelar el apoyo como una de las condiciones extremas; empotramiento o articularción pero generalmente las condiciones son intermedias y deben ser representadas por medio de resortes que reproducen la rigidez de la cimentación.

Para este estudio se consideró que las columnas que se apoyan en la cimentación tienen condición empotrada. Ahora con respecto al apoyo de la cimentación sobre el subsuelo, se modeló el efecto de interacción suelo estructura mediante resortes con rigidez equivalente a la que proporciona el suelo; este aspecto se describe ampliamente en el capítulo 6.

3.3.3 Modelo de comportamiento de los materiales

La mayoría de los materiales y elementos estructurales tienen un comportamiento que no se despega mucho del lineal en un intervalo de esfuerzo bastante amplio. Pero en estructuras muy particulares se tiene no linealidad debido a cambios significativos de geometría bajo el efecto de las cargas. Sin embargo, la fuente más importante de no linealidad es la que proviene del propio material y depende de sus características particulares.

Por ejemplo para el edificio hecho de concreto reforzado gran parte de la no linealidad que llegase a tener se debe a que, el concreto esta sujeto a deformaciones importantes por **contracción y flujo plástico**, que hacen que sus propiedades de rigidez varíen con el tiempo. En el modelado se consideró el promedio de los valores de módulo dinámico obtenido para cada nivel de la estructura, (tabla 1).

3.3.4 Modelo de acciones impuestas

Este modelo esta representado por un conjunto de cargas o de deformaciones impuestas. Del conjunto de cargas, dos son las más importantes, carga viva y carga muerta, pero en el modelo solo se considera la segunda, debido a que en el momento de las mediciones de vibración ambiental, solo se contaba con este tipo de carga, (ver sección 2.1.2).

En lo referente a deformaciones impuestas podrian ser incluidas por dos acciones: la acción del viento y la acción del sismo.

Por ser una estructura de poca altura y por la región donde se localiza, la acción del viento no es significativa para su análisis. La acción sísmica resulta ser la más adecuada, dado que la construcción está en una zona de alto riesgo sísmico, además de que esta acción fue la que ocasionó la falla de la estructura.

Para esto se realizó un análisis modal espectral utilizando el espectro de respuesta obtenido del registro de la estación ubicada en el centro nacional SCT, con un amortiguamiento del 3%. Se utilizaron las dos componentes Norte-Sur y Este-Oeste según la dirección de análisis.

3.4 Solución del problema analítico planteado

Para la solución del modelo se recurrió al uso del método propuesto por el programa Super ETABS, (ref 7). Este programa tiene las siguientes características:

Puede hacer el análisis estructural lineal de edificios sujetos a cargas estáticas y dinámicas causadas por sismo.

La estructura se idealiza mediante un sistema de subestructuras formadas por marcos y muros de cortante, interconectados por diafragmas de piso, que se consideran rígidos en su plano.

El programa admite tres grados de libertad por diafragma, dos desplazamientos horizontales de traslación y una rotación rígida alrededor de un eje vertical que coincide con los centros de cortante de cada nivel. El programa está diseñado para obtener entre otras cosas la respuesta global de una estructura sometida a la acción de cargas verticales y sísmica; proporciona los desplazamientos por piso, las fuerzas cortantes

por piso, los momentos torsionantes y los momentos de volteo en cada nivel y además toma en cuenta los efectos P- Δ en su análisis.

Permite además obtener los elementos mecánicos generados por la respuesta global en cada uno de los elementos de la estructura en el análisis.

Para el manejo del programa se utilizó una microcomputadora marca TeleVideo AT con 512 Kb de capacidad de RAM, acondicionada con un coprocesador matemático 8087-6; la máquina tiene una velocidad de proceso de 8 MHz.

En la fig. 5 se presenta una tabla esquemática del archivo de datos que requiere el programa para su funcionamiento.

4. SISMOS CONSIDERADOS EN EL ESTUDIO.

4.1 Generalidades

La acción de un sismo reviste aspectos bastante distintos a los de la mayoría de las otras acciones.

Las diferencias no son tanto de las características dinámicas de la acción, sino que sus efectos dependen de una interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las de la estructura misma.

En este capítulo abordaremos el tema referente a los movimientos sísmicos y haremos una breve descripción de las características del sismo seleccionado para nuestro análisis y explicaremos las razones de su selección.

Únicamente se tomó en cuenta el sismo del 19 de septiembre de 1985 por considerarse el más relevante en el presente siglo para la Ciudad de México. El registro con mayor amplitud de aceleración, se registro en la estación SCT1 operada por el área de sismología del Instituto de Ingeniería. El acelerógrafo que la registro es del tipo digital modelo DCA-333 con registro en cassette.

Para personas interesadas en esta tesis, que no esten familiarizadas con el tema de sismos, es conveniente mencionar en forma breve y accesible las teorías existentes que explican su ocurrencia, y hacer referencia en forma particular al problema que afecta a México.

4.2 Origen de los sismos

La tierra no es igual en toda su superficie, existen océanos que cubren el 60.6 % de ésta y continentes repartidos de manera poco uniforme, concentrados, (más de la mitad) en el hemisferio Norte. Los propios continentes son desiguales pues tienen regiones montañosas (hasta 8848 m. de altura) y llanas, y su geología varía grandemente.

La actividad sísmica tampoco se distribuye de manera uniforme en la superficie, los sismos se encuentran concentrados a lo largo de líneas o bandas donde ocurren a profundidades que van desde la superficie, hasta los 700 km.

En 1910 el Meteorólogo austriaco Alfred Wegener propuso la teoría de la deriva continental según la cual los continentes habían formado, en épocas pasadas, un solo continente llamado Pangea. Esta teoría fue rechazada porque no explicaba como podían "navegar" los continentes a través del fondo oceánico (igual que un barco sobre la superficie del mar). Sin embargo quedaban por explicar varias incógnitas, como el calzado de las costas de Sudamerica y África, continuidad de formaciones geológicas entre ellas, el parentesco de sus especies animales y vegetales, que apoyaban la continuidad en otras épocas de varios continentes que hoy se hallan separados.

No fue sino hasta los años 60s que se propuso una teoría que explica todas estas observaciones, a esta teoría se le conoce como Tectónica de placas.

La litósfera (de *lithos* = piedra) de un espesor de alrededor de 100 km esta subdividida en un buen número de grandes placas. En zonas donde la litósfera es menor, en general en el fondo de los océanos, a través de las discontinuidades de éstas placas, fluye hacia arriba el magma que se encuentra a presión bajo la litosfera. La emersión de este magma produce empujes sobre las placas adyacentes a la falla; estos empujes se reflejan en los extremos opuestos a las placas donde se generan grandes presiones en las zonas de contacto. Según las características de las placas que entran en contacto se presentan distintos fenómenos. Donde entra en contacto una placa oceánica con una continental, la primera de menor espesor y mayor densidad se hunde bajo la segunda ocasionando la desaparición de parte de la litósfera que se vuelve nuevamente magma. Cuando entran en contacto dos placas continentales que se mueven en sentidos opuestos, se suele producir una elevación dando lugar a grandes cadenas montañosas por ejemplo, los montes Himalaya. Cuando la dirección del movimiento de dos placas se desliza una sobre la otra sin que haya creación o destrucción de la litósfera, por ejemplo la falla de San Andres.

El movimiento de las placas hace que regiones enteras de la superficie terrestre se trasladen y cambien de posición; estos movimientos son del orden de unos 10 centímetros al año.

4.2.1 Tectónica del lugar

México esta situado en el extremo sur de la placa Norteamericana. Del puente terrestre Centroamericano que pertenece a la placa del Caribe, lo separa una ancha zona en la frontera con Guatemala. En su borde Oeste y Sur, o sea, a lo largo de la costa del Pacífico, la placa Norteamericana choca contra la placa de Cocos y la placa del Pacífico. Mientras que, con velocidad marcadamente más alta, esta última se mueve paralelamente a la placa Norteamericana hacia el noreste, chocando contra el territorio mexicano con un ángulo casi recto y con una velocidad relativa de unos 6 centímetros por año. Por estar formada la placa de Cocos de una densa corteza oceánica, ésta se sumerge en ángulo agudo (unos 12 grados) bajo la corteza continental Norteamericana menos densa. Las manifestaciones extremas de este proceso son tanto la fosa marina frente a la costa mexicana del pacífico como de intensa actividad sísmica con epicentros cada vez más profundos hacia el noreste (ver fig 6), así como los diversos volcanes activos en la costa y el interior del país. Precisamente lo irregular de la distribución del vulcanismo en México subraya el hecho de que los procesos tectónicos son mucho más complejos de lo que la descripción anterior, muy simplificada, refleja. La gran erupción en 1982 del hasta entonces casi desconocido volcán Chichonal localizado al extremo sudeste del eje volcánico mexicano, proveyó la última sorpresa en este sentido. Tampoco la distribución espacio-tiempo de los epicentros de, México, particularmente los que se hallan en el interior del país, es de fácil explicación.

Se supone que la incrustación de la placa de Cocos en la placa de Norteamérica ocurre de la siguiente manera:

El corrimiento en la zona de contacto entre dos placas no ocurre de manera continua y suave; la fricción entre las rocas hace que se puedan acumular en la superficie de contacto entre las placas esfuerzos considerables, hasta que se vence la resistencia mecánica en dicha superficie; esto provoca un deslizamiento brusco y la liberación súbita de gran cantidad de energía; este deslizamiento ocurre en cierta longitud a lo largo de esta falla (fig 8). Mientras mayor es la longitud afectada por el sismo, mayor será la cantidad de energía liberada. La energía liberada produce ondas en la corteza terrestre, las que se transmiten a grandes

distancias y provocan la vibración de la superficie del suelo.

4.3 Sismo del 19 de septiembre de 1985

4.3.1 Sismología

El terremoto del 19 de septiembre de 1985 ocurrió a las 7:17 horas, hora local, con una magnitud de 8.1 en la escala de Richter, un segundo temblor ocurrió el 20 de septiembre a las 19:38 hrs. hora local con magnitud de 7.5 en la misma escala.

La región epicentral del evento mayor fue localizada fuera de las costas del Pacífico, cerca de la pequeña ciudad de Lázaro Cárdenas en el estado de Michoacán (fig 7).

Las aceleraciones máximas del terreno no excedieron de 0.2 de g, ni siquiera en el registro tomado casi exactamente en el epicentro. Los daños en la zona epicentral no fueron del grado que podría esperarse para una magnitud tan elevada. Los problemas principales se relacionan con condiciones peculiares del suelo; en Lázaro Cárdenas Michoacán, buena parte del daño se debió a la licuación de depósitos de arena poco compactos.

La zona de ruptura fue excepcionalmente grande de aproximadamente 170 x 70 km (ref 10).

Registros instrumentales parecen indicar que el proceso de ruptura fue muy complejo. Se estima que hubo tantos como 14 rompimientos ocurridos a lo largo de la línea de falla en rápida sucesión. Como resultado de este tipo de rompimiento el sismo generado fue de larga duración.

4.4 Distribución de daños en la República Mexicana

El terremoto fue sentido sobre una área de aproximadamente 800 000 km². La fuerza del temblor se sintió en lejanos rascacielos al Norte en Houston, Texas, a aproximadamente 1500 km desde el epicentro (fig 7), y generó una pequeña marea que recorrió parte de las costas de México y el Salvador.

Los daños afectaron 6 de los 32 estados de la república. Las costas de los estados de Jalisco, Colima, Guerrero y Michoacán fueron los más afectados, aunque el daño fue relativamente esporádico a pesar de su

cercanía al epicentro. Acapulco, situado sobre un lecho de roca granítica a una distancia de 270 km del epicentro fue duramente afectado por el sismo. Ciudades costeñas tales como Zihuatanejo e Ixtapa, a únicamente 90 km del epicentro sufrieron daños moderados. En completo contraste, partes de la Ciudad de México y Ciudad Guzmán fueron severamente sacudidas y experimentaron muy fuertes pérdidas no obstante que existen aproximadamente 400 y 200 km de distancia al epicentro respectivamente.

En ambos casos la gravedad de los daños se relaciona con depósitos de suelo compresibles en el fondo de valles.

El sismo más dañino que había afectado la Ciudad de México fue el ocurrido el 28 de julio de 1957. El epicentro del evento de 1957 se localizó fuera de las costas en el Pacífico, cerca de Acapulco. A pesar de ello los daños en Acapulco y los estados de la costa fueron relativamente ligeros, y en la Ciudad de México nuevamente existe una área con mayores daños.

5. CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO.

Para comprender las características del subsuelo del lugar, es conveniente abordar dos limitantes importantes. Primero las de tipo geográfico de la cuenca y segundo las de tipo geológico. La primera pretende situar dentro de la república a el Valle de México, formaciones más cercanas, dimensión aproximada y área urbanizada. La segunda expone una visión general de la geología y procesos geológicos que enmarcan la región. Se describirá también los trabajos de exploración en la zona donde se situa el edificio y los métodos utilizados. Por último, se hará una descripción de la Geotécnia del lugar.

5.1 Localización geográfica del Valle de México

El Valle de México es una unidad geográfica limitada al Norte por las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al Este, por los llanos de Apan los montes de Río Frio y la Sierra Nevada; al Sur por las sierras de Chichinautzin y Ajusco y al Oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo. La superficie total del Valle es del orden de $7\ 160\text{ km}^2$, de los cuales $3\ 080\text{ km}^2$ corresponden a zona francamente montañosa y $2\ 050\text{ km}^2$ son zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del mar en la parte más baja es de 2540 m.s.n.m. aproximadamente.

Dentro del Valle de México esta ubicado el Distrito Federal, actual capital de la república, que ocupa un total de $1\ 480\text{ km}^2$, de los cuales unos 557 km^2 son zona urbanizada. Una gran parte de la Ciudad de México se encuentra construida sobre el fondo del exlago de Texcoco, a este hecho se deben los problemas de cimentación que en la Ciudad se presentan.

El Valle de México se caracteriza en general por la muy intensa actividad volcánica que tuvo lugar en el pasado, de la cual quedan vestigios de un gran número de volcanes apagados, y el Popocatepetl, aún activo. Los depósitos más finos que forman parte del subsuelo de la Ciudad de México corresponden al mismo origen volcánico.

5.2 Geología regional

La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada, cuya cortina esta representada por la Sierra del Chichinautzin, mientras que el azolve esta constituido, en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcánes.

El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de poméz producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconoce en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales aluviales y glaciares; estos suelos hoy transformados en paleosuelos llevan el sello del clima en que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Fuertes vientos *Brisas del Valle* acarreaban volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle. Al precipitarse este polvo (llamado loess) en el lago se hidrataba fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del Valle; por este fenómeno se interpreta hoy que *las arcillas son producto principal de la alteración de loess*.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras fueron desplantadas sobre rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos de transición y en lo que va de la segunda mitad del siglo, la ciudad se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la sierra de las Cruces, conocido como las lomas (ref 15).

5.3 Estratigrafía regional

Para propósitos de ingeniería, el área ocupada por la Ciudad de México y sus alrededores es dividida en 3 zonas en base a las propiedades del

subsuelo estas son: la zona del lago, zona de transición y zona de lomas. Para los fines que persigue este trabajo solo abundaremos en la estratigrafía que corresponde a la zona del lago.

Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comunmente se conocen como depósitos del lago. Hay que señalar que esto solo es válido para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapotranspiración, el que desaparecía cuando esta superaba las lluvias. El factor que superaba dicho equilibrio era temperatura ambiental: si el clima se enfriaba se formaba un lago, si se calentaba el lago disminuía y hasta desaparecía.

La consecuencia de lo anterior es la existencia de transgresiones lacustres o regresiones lacustres. El resultado práctico de este proceso era el depósito de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, controlando así su depósito de arcillas (lacustres); en las orillas ocurría lo contrario, donde entre arcillas se intercalaban suelos secos.

Con los conceptos geológicos, litológicos y de temperatura expuestos, es relativamente fácil interpretar la secuencia de los llamados depósitos lacustres, a la luz de los cambios climáticos del último medio millón de años. En este lapso (Pleistoceno superior) se han desarrollado en el hemisferio norte dos glaciaciones (clima frío) con tres periodos interglaciares (clima moderado a caliente). El clima de la cuenca del Valle de México ha sido una función directa de dichos cambios, razón por la cual se pueden reconocer en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago, las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia combinada con un análisis minucioso de las erupciones volcánicas, de las cuales ha sido posible fechar algunas, ha llevado a una geología climática de los depósitos del lago.

5.4 Trabajos de exploración en el sitio

Se llevaron a cabo en el sitio, un sondeo con cono eléctrico y uno continuo con extracción de muestras de suelo inalteradas. Se midió también la velocidad de propagación de ondas superficiales del subsuelo.

Se efectuó un sondeo mixto con profundidad de 1 a 31 m, un primer tramo empleando tubo shelby de 10 centímetros de diámetro, para muestras inalteradas, y de 31 hasta 45 m se alterno el tubo shelby con el shelby rotatorio, el barril Denison y la herramienta de penetración estandar. La perforación fue ademada con lodo bentonítico.

Con las muestras obtenidas, y después de analizarlas en el laboratorio, se obtuvieron datos para clasificar los estratos, así como pruebas de compresión no confinada. Se obtuvo el módulo de rigidez al cortante en pruebas péndulo de torsión libre. Los resultados de estas pruebas aparecen detallados en la sección 5.5 de este capítulo

Para determinar la velocidad de propagación de ondas superficiales se aplicó el método de la sonda suspendida, originalmente desarrollado en Japón, tomándose lecturas regualres a cada metro, desplazandose de abajo hacia la superficie.

5.5 Geotécnia del sitio

A continuación se hará una descripción de las características de cada uno de los estratos que conforman el subsuelo sobre el que esta cimentado el edificio en estudio.

De 0 a 5 m se encontró arcilla arenosa de color gris verdoso con raices, intercalaciones de arena arcillosa y arcilla arenosa color café grisáceo, arcilla gris obscuro con fósiles y un lente de vidrio y arena volcánicos intercalado en los últimos estratos. El nivel freático se encontró a una profundidad aproximada de 2.40 m ; la resistencia al corte de estos estratos en promedio oscila entre 1.2 y 4 ton/m^2 y el contenido natural de agua también promedio es del 50% . De 5 a 6.5 se localizó un estrato de limo arcilloso color gris claro, grumoso y quebradizo con un contenido natural de agua inferior al 100%.

De 6.8 a 7.8 m se encontró un estrato de arcilla color gris verdoso y con fósiles con un contenido de agua máximo de 170%.

De 7.8 a 12.3 m se tiene arcilla color café claro, con fósiles y presenta fisuras, su contenido de agua es muy alto (el más alto de toda la prueba) de aproximadamente 450%.

De 12.3 a 15.6 m se tiene un estrato de arcilla color café grisáceo con fósiles, vetas de arena y vidrio volcánico con fisuras; de 15.6 a 16.3 m

se localizó un par de estratos de arena, el primero de arena fina negra volcánica y un segundo de arena fina poco arcillosa, ambos estratos con contenido de agua bajo, 100% en promedio, y resistencia al corte de 7 ton/m².

De 16.3 a 26.5 m se hallaron una serie de estratos de arcillas de diferentes características y colores como el gris verdoso, café rojizo y café grisáceo; en algunas partes contiene fósiles, intercalaciones de vidrio volcánico y fisuras longitudinales. El contenido de agua de estos estratos es de 200% en promedio y su resistencia al corte es de 6 ton/m². Seguidos de un estrato de limo gris claro con raíces fosilizadas y vidrio volcánico llegando hasta 29.2 m de profundidad. Los contenidos de agua de este estrato es de 150% en promedio y la resistencia al corte de 8 ton/m².

De 29.2 a 35.5 m se encontró una serie de estratos formados principalmente de limos y arena muy compacta con contenidos de agua promedio de 50% y resistencia al corte muy elevada.

De lo anteriormente descrito se observa que las características del subsuelo son malas en los primeros 30 metros ya que los estratos predominantes son arcillas con alto contenido de agua y baja resistencia al corte, de los 30 m hasta los 40 m (profundidad del sondeo), se aprecia en forma gradual, que aumenta la consolidación de los estratos, los materiales predominantes son limos y arenas con bajo contenido natural de agua y alta resistencia al esfuerzo cortante.

6. OBTENCION DE ELEMENTOS MECANICOS CON Y SIN INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

6.1 Generalidades

El problema de interacción suelo-estructura para su modelación se dividió en dos partes. La primera consiste en representar la condición de rigidez lateral que el suelo le impone a la cimentación, movimientos de traslación en ambos sentidos, y la segunda intenta representar el movimiento angular de la base por efecto de la flexión.

En la parte 6.2 se establecen las hipótesis de modelación con las expresiones necesarias para su aplicación. En la parte 6.3 aparece la aplicación en el modelo del edificio en estudio.

6.2 Hipótesis de modelación

Para modelar la interacción suelo-estructura se utilizarán las expresiones que propone el Reglamento del Distrito Federal (ref 16) para el cálculo de la rigidez en traslación y balanceo.

Esta norma establece que si la cimentación es suficientemente rígida y resistente para suponer que se desplaza como cuerpo rígido, se utilicen las expresiones que aparecen en la tabla A7.1 de la citada referencia. Estos valores están en función de la profundidad de desplante y del tipo de cimentación, es decir si es superficial con pilotes de fricción ó pilotes de punta. Se presentan únicamente 2 tablas, para zona de transición y zona del lago. Para zona de lomas el reglamento considera que el efecto de interacción suelo-estructura no existe.

El edificio se localiza en la zona del lago y la profundidad de la cimentación es aproximadamente de 3 metros, por lo cual le corresponden:

$$K_x = 8 G R_x \quad (6.1)$$

$$K_r = 11 G R_r^3 \quad (6.2)$$

donde:

K_x es la rigidez de traslación [T/m]

K_r es la rigidez en rotación debido al balanceo por flexión [T-m/rad]

G es el módulo de rigidez del medio, [T/m²]

R_x y R_r radios equivalentes, en [m]

Las expresiones que definen los radios R_x y R_r son las siguientes:

$$R_x = \left[\frac{A}{\pi} \right]^{0.5} \quad (6.3)$$

$$R_r = \left[\frac{4 I}{\pi} \right]^{0.25} \quad (6.4)$$

en las que:

A área de la superficie neta de la cimentación, [m²]

I momento de inercia de la superficie anterior, con respecto al eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza [m⁴]

El módulo de rigidez del medio G se calcula tomando en cuenta la velocidad de propagación de ondas superficiales (v) en el subsuelo y la densidad del material del medio y se calcula con la expresión:

$$G = \rho v^2$$

Para el suelo sobre el que esta cimentado el edificio, las pruebas de laboratorio un peso específico promedio de $\gamma = 1.2 \text{ T/m}^3$ y una velocidad de ondas superficiales, producto de un análisis con el programa SHAKE igual a $v = 81.4 \text{ m/s}$.

La rigidez lateral idealizada K_x , K_y es posible incluirla en el modelo en forma directa debido a que el programa super-ETABS, permite colocar resortes en el nivel que se desee, (se colocaron tales resortes en del cajón de cimentación); esto le proporciona una rigidez lateral que simula el efecto de interacción en traslación únicamente.

El efecto de interacción de balanceo o cabeceo se proporciona al modelo mediante un piso formado por columnas articuladas únicamente; estas

columnas tienen la función de proporcionar una rigidez angular equivalente a la calculada (Kr). Esto se hace aprovechando la deformación axial elástica de dichas columnas.

Mediante la expresión:

$$\delta = \frac{PL}{AE}; \quad P = \frac{E A}{L} \delta \quad (6.5)$$

se desplaza angularmente el cajón (fig. 9) una unidad $\alpha = 1^\circ$, y se considera que el eje de giro pasa por el centro de figura de la planta de cimentación. Por trigonometría sabemos que la deformación de cada columna es

$$\delta_1 = (\tan \alpha) X_{T_1} \quad \dots(6.6)$$

dadas las fuerzas P_1 se calcula un momento actuante con respecto a dicho eje. Ahora si se conoce el momento resistente (el del resorte), se aplica el principio de equilibrio y se igualan momentos.

el momento actuante es igual a

$$MA = \sum_{i=1}^n P_1 X_{T_1} \quad \dots(6.7)$$

al sustituir la expresión 6.6 en la 6.5 y el resultado de esto a su vez en la expresión 6.7 se obtiene la ecuación en forma genérica, al realizar esto en sentido "x" y sentido "y" con solo dos tipos de área, se obtiene:

$$\sum_{i=1}^n \frac{A_k E}{L} \tan \alpha X_{T_1} = Mv \dots (1)$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{A_k E}{L} \tan \alpha Y_{T_1} = Mv \dots (2)$$

)...(6.8)

donde:

- A_k es el área de las columnas para $k = 1, 2$
- E es el módulo de Young del material supuesto
- L es la altura de las columnas

Yr_1, Xr_1 es la distancia de la columna 1 al eje de giro

Mv es la rigidez angular que proporciona la expresión (5.2)

n es el número de ejes de columnas según el plano que se maneje (x ó y).

al resolver el sistema se obtienen las áreas de las columnas que satisfacen las condiciones de rigidez al balanceo en ambos sentidos.

6.3 Aplicación al modelo del edificio

Para mejor comprensión se recomienda ver las figuras 4 y 9.

Área neta de la cimentación $A = 68.6 \cdot 23 = 1578 \text{ m}^2$

$$I_{xx} = \frac{68.6 \times 23^3}{12} = 69\,555 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = \frac{68.6^3 \times 23}{12} = 618\,755 \text{ m}^4$$

$$R_x = R_y = \left[\frac{1578}{\pi} \right]^{0.5} = 22.41 \text{ m}$$

$$R_{r \text{ DIR } x} = \left[\frac{4 \times 69\,555}{\pi} \right]^{0.25} = 17.25 \text{ m}$$

$$R_{r \text{ DIR } y} = \left[\frac{4 \times 618\,755}{\pi} \right]^{0.25} = 29.79 \text{ m}$$

De considerar $v_s = 81.4 \text{ m/s}$

$$G = \frac{1.2 (81.4)^2}{8.81} = 810 \text{ T/m}^2$$

Rigidez en traslación.

$$K_x = 8 \times 810 \times 22.41 = 145\,309 \text{ T/m}$$

Rigidez en balanceo o cabeceo.

$$K_r \text{ DIR X} = 11 \times 810 \times 17.25 = 45\ 763\ 889 \text{ T-m/rad}$$

$$K_r \text{ DIR Y} = 11 \times 810 \times 29.78 = 235\ 703\ 072 \text{ T-m/rad}$$

Al aplicar las expresiones 6.8 se tiene el siguiente sistema:

$$6A_1 + 5A_2 = .15834$$

$$A_1 + .10249A_2 = .01226$$

La solución al sistema es la siguiente:

$$A_1 = 0.010281 \text{ m}^2; \quad A_2 = 0.019329 \text{ m}^2$$

Al colocar el piso ficticio con las columnas articuladas en el orden en que aparecen en la figura 9, con las áreas calculadas según el tipo de columna; y considerar la rigidez en traslación en el cajón de cimentación, se obtiene una representación del efecto de interacción suelo estructura.

Con este modelo se obtienen los periodos y configuraciones modales que aparecen en la fig 12, que al ser comparados con los periodos obtenidos de vibración ambiental (fig 10), se nota la diferencia de periodos y formas modales, indicando que el modelo es poco representativo. Se busca otra alternativa y para ello se ajusta un modelo que represente las características reales de la cimentación. Para esto se toma como parámetro la velocidad de propagación de ondas de cortante.

Se realiza un modelo para diferentes velocidades de onda, con 30, 70, 120, 200 y 500 m/s, de estos análisis se obtienen frecuencias para primer modo; estas frecuencias se dividen entre la frecuencia que resulta del modelo empotrado. Con estos valores y sus respectivas velocidades se hace una gráfica que en el eje "y" le corresponden los valores de W/W_{emp} , y en el eje "x" se coloca la velocidad de onda.

Con las frecuencias determinadas experimentalmente divididas entre la frecuencia del modelo con base empotrada se determina la velocidad que

representa la rigidez del suelo. Este proceso se hace en ambas direcciones, y resulta que para la dirección N-S se determinó $\omega=113$ m/s y para la dirección E-O $\omega=130$ m/s.

Con estos valores de velocidad se determinan las áreas correspondientes, se procesó el modelo, y se obtuvieron los resultados que aparecen en la fig. 13. Al compararlos con los experimentales se ve semejanza, en periodos.

Conocidas las características del modelo se procedió al análisis modal espectral; el cual se realizó en dos fases: en la primera se consideró base empotrada y en la segunda, base flexible, es decir con el efecto de interacción suelo-estructura.

El análisis de tipo espectral solamente permite una componente del espectro de respuesta, es decir, la N-S ó la E-O, por lo que si se quiere tomar en cuenta el efecto del sismo en ambas direcciones, se tiene que generar un archivo para cada dirección.

Para el modelo en estudio se tomo la dirección N-S en el sentido longitudinal de la estructura y la dirección E-O para el sentido transversal, debido a la orientación de la estructura.

De los archivos de resultados (de ambas fases) se hizo una revisión minuciosa en busca de los miembros(vigas y columnas) más esforzados de cada nivel; una vez identificados se registraron los momentos flexionantes y desplazamientos.

Se formaron así las tablas 2 y 3, donde se puede apreciar la diferencia que existe entre ambos análisis, en porciento.

7. REVISION DE MIEMBROS ESTRUCTURALES

Este capítulo será dividido en dos partes; en la primera se explicará el procedimiento de revisión, y en la segunda se comentarán los resultados obtenidos al aplicar este procedimiento. Las constantes de los materiales son $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$ para el concreto y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ para el acero.

7.1 Procedimiento de revisión

Se mencionó en el capítulo anterior que se seleccionaron los miembros estructurales (vigas y columnas) más esforzados de cada nivel, en las dos direcciones longitudinal y transversal y se procedió a su revisión.

Para la revisión, ella se dividió en dos partes: la primera de ellas corresponde a la revisión de las columnas y la segunda, lo referente a vigas.

Revisión de columnas

Para la revisión de columnas se efectuó considerando compresión y flexión en dos sentidos (flexocompresión biaxial), de acuerdo con la sección 2.1.3 de la ref 19, que propone dos fórmulas, según sea el caso; esas fórmulas son las siguientes:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{R_x}} + \frac{1}{P_{R_y}} - \frac{1}{P_{R_0}}} \quad \text{para } \frac{P_R}{P_{R_0}} \geq .1 \dots (7.1)$$

$$\frac{M_{u_x}}{M_{R_x}} + \frac{M_{u_y}}{M_{R_y}} < 1.0 \quad \text{para } \frac{P_R}{P_{R_0}} < .1 \dots (7.2)$$

Se consideró la condición más desfavorable de carga axial y momento, con la siguiente combinación de carga: carga muerta más 100 % de sismo en una

dirección y carga muerta más 30 % de sismo en la otra dirección. Aplicando a esta combinación un factor de carga, que de acuerdo con el RCDF (ref 20) artículo 194, es igual $F.C. = 1.1$.

Se tomaron en cuenta también los efectos de esbeltez, de acuerdo con la sección 1.3.2 (ref 19). Se consideró además una excentricidad mínima de $.05h$ y siempre mayor que 2 cm.

Se tomaron los valores de los factores de resistencia para flexocompresión $FR = 0.8$.

Debido a que existía incertidumbre respecto a la información específica de la cantidad de refuerzo de miembros estructurales, se consideró razonable revisar las columnas con una cantidad de refuerzo, de 1%. De visitas hechas en el citado inmueble se observó que en algunas columnas se habían hecho calas apreciándose que la distribución del refuerzo era del tipo perimetral.

Con esta información y calculando las constantes d/h , e/h y q se consultaron los diagramas de interacción propuestos en la ref 21, y se obtiene un valor de K y conociendo FR , b , h y $f''c$ se obtiene P_u en cada una de los dos direcciones con la expresión:

$$P_u = K FR b h f''c \quad \dots (7.3)$$

se determina además la carga que soporta trabajando a compresión pura:

$$P_{RO} = FR (A_c f''c + A_s f_y) \quad \dots (7.4)$$

con los valores de P_u en ambas direcciones y P_{RO} se aplica la expresión 7.1; el valor obtenido con esta fórmula se compara con P_u el cual debe ser mayor que el primero.

Cuando la relación $P_u/P_{RO} < .1$ se aplica la expresión 7.2 que es la revisión por momentos; la secuencia se puede definir como sigue, se calcula

$$K = \frac{P_u}{FR b h f''c} \quad \dots (7.5)$$

y con los valores de d/h , e/h y q , se obtiene un valor R (de los mismos diagramas) y se obtiene

$$M_r = R F_R b h^2 f'' c \quad \dots (7.6)$$

que es el momento resistente en esa dirección; se hace lo mismo en dirección ortogonal y se aplica la expresión mencionada.

Revisión de vigas

En este caso solo se contaba con información de los edificios A en lo referente a refuerzo longitudinal. Como los edificios tienen el mismo sistema constructivo y fueron calculados por la misma empresa se consideró razonable revisar las vigas del edificio "B", para claros y niveles semejantes en ambas construcciones con el porcentaje de acero de los edificios "A".

El cálculo del momento flexionante máximo que resiste la sección, se efectuó con la fórmula para vigas con acero en compresión.

$$M_R = F_R [(A_s - A_s') f_y (d - \frac{a}{2}) + A_s' f_y (d - d')] \quad \dots (7.7)$$

donde

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f'' c}$$

fórmula que funciona unicamente para $(p - p') \geq .0073$ (número valido solo para $f_y = 4200$ y $f'' c = 180$), en todos los casos revisados se cumple esta restricción .

7.2 Resultados obtenidos.

Columnas

Los resultados producto de la revisión de columnas aparecen en forma ordenada en la tabla 4, en la que se puede observar que de la planta baja a nivel tres, la revisión se hizo aplicando la expresión 7.1 y en los

niveles 4 y 5 se aplicó la expresión 7.2 .

En todos los casos, excepto en planta baja, se aprecia que las cargas y momentos resistentes, son del orden de dos veces las actuantes.

Vigas

Los resultados que se obtuvieron de la revisión de las vigas aparecen en dos tablas comparativas, una en dirección transversal, (tabla 5); la otra, en dirección longitudinal (tabla 6). En ambas tablas se aprecia que los momentos resistentes siempre son mayores que los actuantes. La variación oscila en un intervalo que va de 1.3 hasta 2.6 veces el momento actuante.

8. COMENTARIOS FINALES

Para evaluar la veracidad del modelo se tomaron como parámetros dos características dinámicas de las estructuras, que son el período y la forma modal.

Se compararon las características del modelo empotrado con mediciones experimentales, encontrando semejanza en la forma modal y discrepancia en periodos, siendo mayores los experimentales, lo cual se atribuye en mayor proporción al efecto de interacción entre el suelo y la estructura. Para modelar este efecto, se recurrió a las fórmulas que propone el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, al comparar los resultados de este modelo con los experimentales se encontró diferencias en formas modales y periodos. A consecuencia de estos resultados se tomó la decisión de ajustar un modelo que considere como parámetro la velocidad de la onda de cortante. De procesar la información se encontró que al compararla con los datos experimentales, existe para el primer modo semejanza en periodos y formas modales, y para el segundo y tercer modo se encontró semejanza en periodos y discrepancia en formas modales.

Se encontró que la rigidez propuesta por el reglamento para el modelo, es en la dirección flexible del orden de 2.55 veces la necesaria para obtener periodos similares a los experimentales. En la dirección rígida esta relación es de 1.93.

Se compararon los desplazamientos obtenidos del análisis con base empotrada con los desplazamientos del modelo ajustado, se observa que existen incrementos de consideración. Por ejemplo, para la dirección flexible el incremento es del orden de 1.1 a 2.6 veces los desplazamientos obtenidos para base empotrada, para la dirección rígida se encontraron incrementos del orden de 1.1 a 1.6 veces.

De los comentarios anteriores podemos afirmar que el efecto de interacción suelo estructura es más marcado en la dirección flexible.

Conviene exponer en esta parte los resultados obtenidos de comparar los elementos mecánicos de miembros estructurales. Se observó que para la dirección flexible, donde es mayor el efecto de interacción tanto en los momentos en traveses y columnas, hubo incrementos considerables en todos los niveles. De la misma manera para la dirección rígida se observó que, del nivel 5 al nivel 3 no hay incrementos, y de los niveles 2 a PB se observa un decremento, resultando momentos mayores del análisis con base empotrada.

El hecho de que los elementos mecánicos del modelo con base empotrada resulten mayores (dirección rígida) que los obtenidos con el efecto de interacción suelo-estructura, se debe esencialmente a que el programa super-ETABS aplica 2 combinaciones, una máxima que es el efecto estático más el dinámico y la otra mínima que es el estático menos el dinámico.

El efecto estático es constante en ambos análisis (con base empotrada y con interacción), el efecto dinámico sí varía siendo mayor siempre en el análisis con interacción. Cuando los elementos mecánicos producto de ambos análisis son de signos opuestos resulta que al hacer la combinación, el análisis con base empotrada tiene elementos mecánicos mayores, esto es sólo en algunos casos.

Por otra parte, se observó que los elementos mecánicos del modelo con base empotrada resultan mayores en la dirección más rígida que en dirección flexible, es necesario hacer notar que este efecto debe ser considerado al estudiar las acciones que inducen el fenómeno de interacción suelo-estructura, en subsuelos similares a los que se encontraron bajo el edificio objeto de este estudio.

Los estudios analíticos descritos en el presente trabajo demuestran que para el edificio estudiado, las fórmulas que propone el RCDF son inadecuadas para modelar el efecto de interacción suelo-estructura.

RECONOCIMIENTOS

El autor hace un reconocimiento especial al Ingeniero Neftalí Rodríguez Cuevas por su adecuada dirección y valiosos comentarios al presente trabajo.

Un reconocimiento significativo a los Ingenieros Ricardo González Alcorta y David Muría Vila, por sus acertados comentarios.

Un amplio reconocimiento a los Becarios del Instituto de Ingeniería de la sección de Estructuras por sus valiosas sugerencias, y atinadas observaciones.

9. REFERENCIAS.

1. Amílcar Galindo Solorzano "*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. Queretaro. Qro., Nov 1987 p.p D-128 , D-133.
2. Tomsett, H. N. "*The practical use of ultrasonic pulse velocity measurements in the assessment of concrete quality*". Magazine of concrete Research vol. 32 No 110, marzo 1980, p.p 7 , 16.
3. Rodríguez Cuevas Neftalí y González Alcorta Ricardo. "*Correrlación entre las características dinámicas observadas y calculadas en un edificio*". Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Queretaro. Qro. noviembre de 1987, p.p C-168, C-184.
4. Rodríguez Cuevas Neftalí. "*Análisis Experimental de Vibraciones en edificios*". Memorias del V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz. Ver., mayo de 1986, p.p B8-01, B8-11.
5. Muria Vila David. "*Características dinámicas de un edificio de la Cd. de México, obtenidas del análisis de registros sísmicos y de vibración ambiental*". Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Queretaro Qro. noviembre de 1987 p.p D-1, D-15.
6. Miranda Téllez Abel. "*Características Dinámicas de un edificio en terreno firme* ", Tesis profesional, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Autónoma de Puebla.
7. Malson B. F. y Rodríguez G. A. "*Microconversion of an Enhanced Version of the ETABS program*." National Science Foundation Report. 7926734, febrero 1985.
8. Meli Roberto y Bazán Enrique "*Manual de Diseño Sísmico de Edificios*".

- Limusa México D.F. 1987.
9. Meli Roberto, "*Diseño Estructural.*" Limusa México D.F. 1987.
 10. Meli Roberto, "*Lecciones preliminares del sismo del 19 de septiembre 1985, aspectos estructurales*". Reporte interno, Instituto de Ingeniería UNAM, México D.F. marzo 1986.
 11. Nava Alejandro "*Terremotos*", Fondo de Cultura Económica. México D.F. 1987.
 12. Mr Martin R. Degg, "*Terremoto mexicano de 1985*". Reunión anual British Association For the Avancement of Science, septiembre 1986.
 13. Juárez Badillo E. "*Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos*". Limusa México D.F. 1984 p.p 669-671.
 14. Cinna Lomnitz "*Las causas probables de la catastrofe sismica del 19-sep-1985*". Revista Ciencia y Desarrollo, CONACYT, México D.F. septiembre-octubre 1988.
 15. Federico Mooser, Enrique Taméz. "*Características geológicas y geotécnicas del Valle de México*". Comisión de vialidad y transporte, septiembre de 1986.
 16. "*Normas técnicas complementarias para diseño por sismo*". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, noviembre 1987.
 17. Hernandez H. Gabriel, "*Interaccion suelo estructura de un caso real*". Trabajo de investigación, División de Estudios de Posgrado de la F.I. México D.F. 1988.
 18. R. Park y T. Paulay "*Estructuras de Concreto Reforzado*". Limusa, México D.F. 1983.
 19. "*Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de*

- estructuras de concreto* " .Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, noviembre 1987.
20. " *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal* ". Diario Oficial de la Federación, México D.F. 3 de julio de 1987.
21. Series del Instituto de Ingeniería No 401 . "*Diseño y construcción de estructuras de concreto* ". México D.F. 1977.

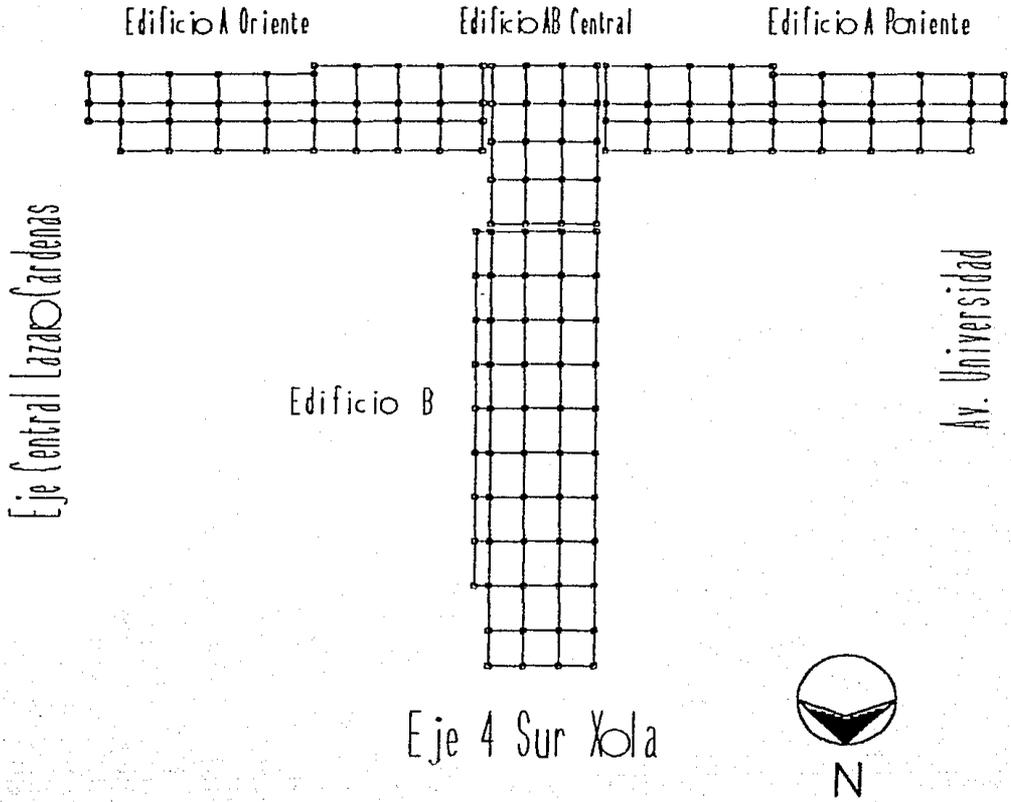


FIGURA 1. LOCALIZACION DEL CENTRO NACIONAL SCT.

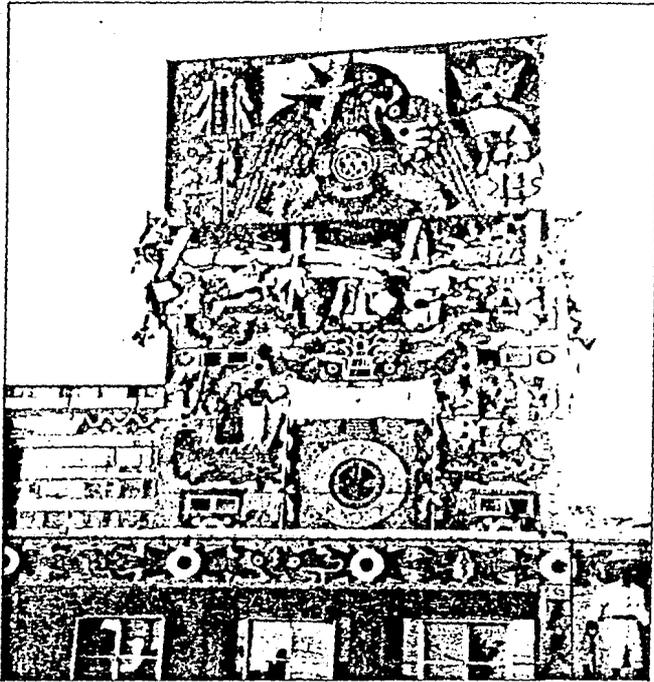


FIGURA 2. ASPECTO DE LA FALLA DEL CUERPO "B" OCACIONADA POR EL SISMO DEL 19-SEP-85. (ref 14).



FIGURA 3. VISTA LATERAL DEL CUERPO "B" DESPUES DE LA DEMOLICION DE SUS NIVELES SUPERIORES. (ref 14)

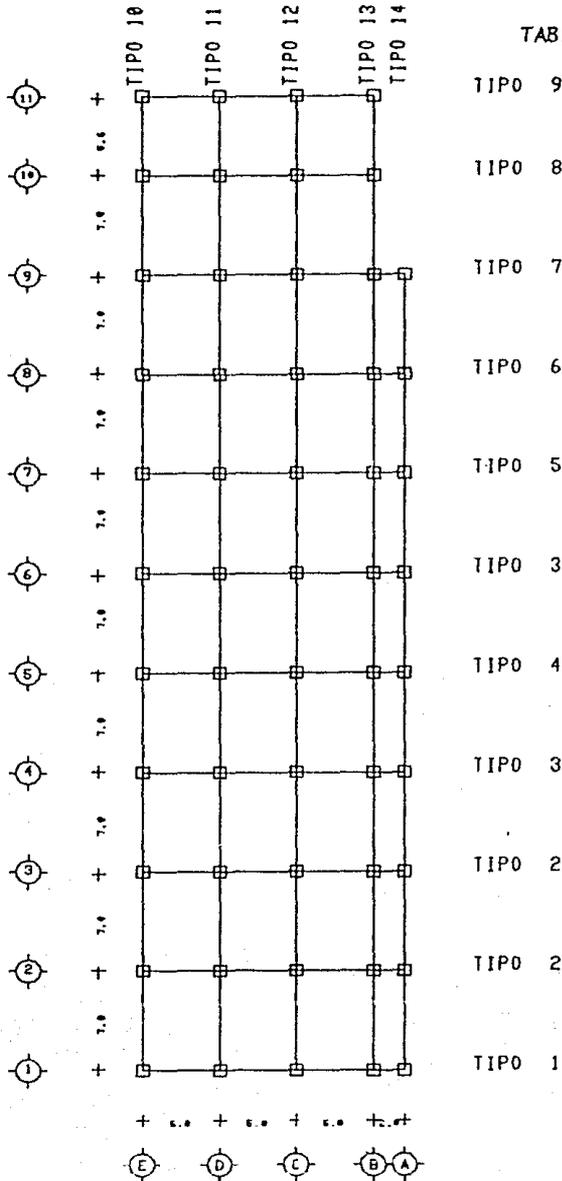


FIGURA 4. PLANTA Y DISTRIBUCION DE LOS MARCOS SELECCIONADOS PARA GENERAR EL MODELO ANALITICO DEL CUERPO "B".

CUADRO ESQUEMATICO DE CODIFICACION DEL SUPER - ETABS

5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	
NUMERO DE PISOS	NUM. DE MARCOS IMPARES	NUM. TOTAL DE MARCOS	NUM. TOTAL DE COMBINACIONES DE CARGA	TIPO DE ANALISIS (CODIGO)	NUM. DE FRECUENCIA CALCULADA	MODULO DE LIGERAS POR PISO (CODIGO)		ACELERACION DE LA GRAVEDAD	I D E N T I F I C A C I O N							
IDENTIF. DEL NIVEL	ALTURA ENTRE PISOS		M A S A		M O M E N T O I N E R C I A		D I S T A N C I A "E" AL C.M.		D I S T A N C I A "V" AL C.M.		R I O. EXT. "R"		R I O. EXT. "V"			
FUERZA "X _A "		FUERZA "Y _A "		D I S T A N C I A "X _A "		D I S T A N C I A "Y _A "		F U E R Z A "X _B "		F U E R Z A "Y _B "		D I S T A N C I A "X _B "		D I S T A N C I A "Y _B "		
NUM. DE IDENTIFICACION DEL MARCO	NUM. DE NIVELES	NUM. DE LINEAS DE COLUMNAS	NUM. DE CRUJIAS	NUM. DE COLUMNAS DIFERENTES	NUM. DE VIGAS DEPENDIENTES	NUM. DE VIGAS CON INFER. CARGA	NUM. DE MUECOS	NUM. DE DIAGON.	I D E N T I F I C A C I O N DEL MARCO							
NUM. DE LINEA DE LA COLUMNA	D I S T A N C I A "X"		D I S T A N C I A "Y"													
NUM. DE COLUMNA	N O N U L O E		A R E A		A R E A C O R T E M A Y O R		A R E A C O R T E M E N O R		I N E R C I A T O T A L		I DIR. MAYOR		I DIR. MENOR		PROF. ZONA RIGIDA SUPERIOR	PROF. ZONA RIGIDA INFERIOR
NUM. DE VIGA	N O N U L O E		A R E A M C O R T E		I N E R C I A T O T A L		I		KU	KV	KW	KX	YONA RIGIDA I	YONA RIGIDA J		
IDENTIFIC. DE CARGA VERTICAL	CODIGO TI	M ₁		V ₁		M ₂		V ₂		F U E R Z A U N I F O R M E (ADICIONAL A LOS) "M"						
NUM. DE CRUJIA	LINEA COLUMNA INICIO	LINEA COLUMNA FINAL	PROPIEDAD DE LA VIGA	NUM. DE VIGAS IGUALES	IDENTIFIC. DE CARGA VERT. "I"	IDENTIFIC. DE CARGA VERT. "II"	IDENTIFIC. DE CARGA VERT. "III"									
LINEA BANDA COTA LA COLUMNA	NUM. DE COLUMNA	NUM. DE BANDA BANDA	NUM. DE COLUMNAS IGUALES													
NIVEL DEL NUBO	LINEA COLUMNA ORIGIN	LINEA COLUMNA FINAL	MODULO "E"	A R E A T O T A L		I		A R E A DE CORTE EFECTIVO		G						
NIVEL SUPERIOR DE DIAGONAL	LINEA COLUMNA PUNTO SUPERIOR	LINEA COLUMNA PUNTO INFERIOR	MODULO "E"	A R E A T R A N S V E R S A L		E F U E R Z O E X I S T E N T E P E R M I S I B L E										
NUM. DE MARCO	CODIGO TI	D I S T A N C I A "X ₁ "		D I S T A N C I A "Y ₁ "		ANGULO ENTRE MARCO Y ESTRUCTURA		I N F O R M A C I O N								
MULTIPLICADOR CARGA VERTICAL	MULTIPLICADOR CARGA VERTICAL		MULTIPLICADOR CARGA VERTICAL		MULTIPLICADOR CARGA LATERAL		MULTIPLICADOR CARGA LATERAL									

FIGURA 5. CUADRO ESQUEMATICO DE CODIFICACION DEL PROGRAMA SUPER-ETABS (ref 6).

TABLAS Y FIGURAS

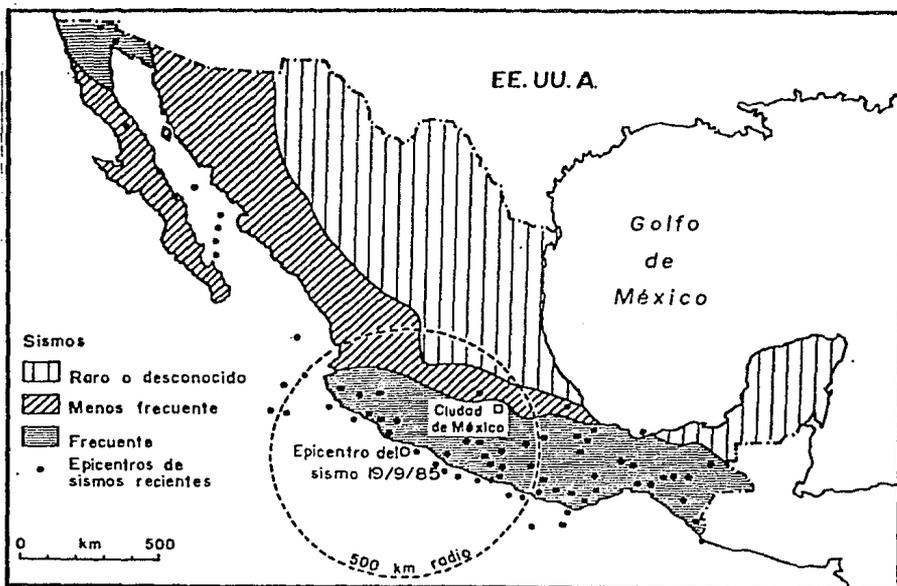


FIGURA 6. MAPA DE DISTRIBUCION SISMICA EN LA REPUBLICA MEXICANA (ref 12).



FIGURA 7. AREAS AFECTADAS POR EL SISMO DEL 19/SEP/85 (ref 12).

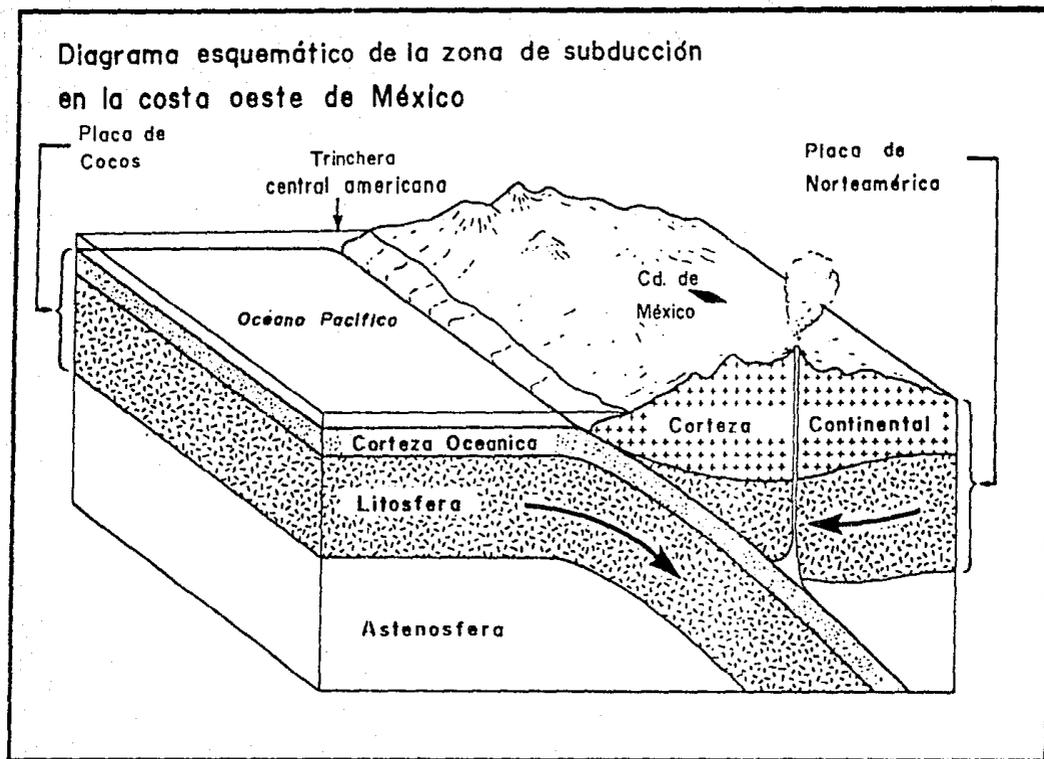
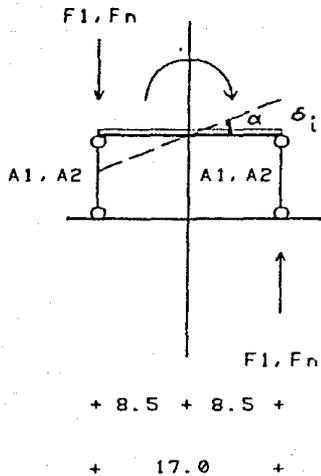


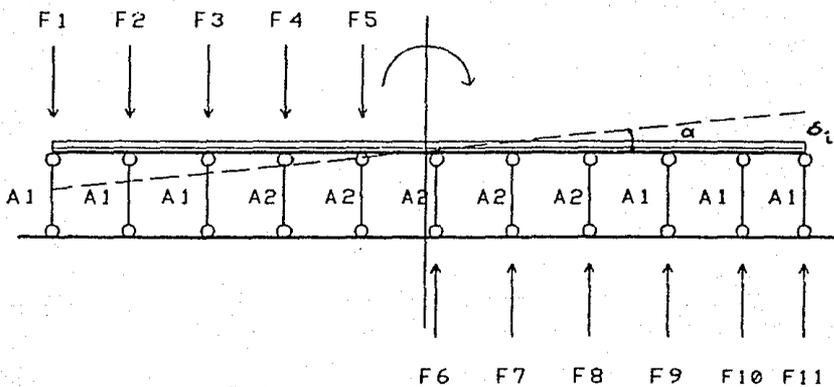
FIGURA 8. DIAGRAMA ESQUEMATICO DE LA ZONA DE SUBDUCCION EN LA COSTA OESTE DE MEXICO (ref 12).



+

1.0

+



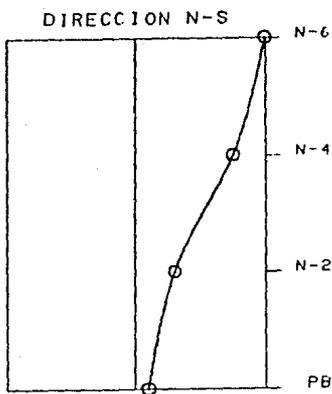
+

1.0

+

$+ 7.0 + 7.0 + 7.0 + 7.0 + 7.0 + 7.0 + 7.0 + 7.0 + 7.0 + 5.6 +$
 $+ 34.3 + 34.3 +$
 $+ 68.6 +$

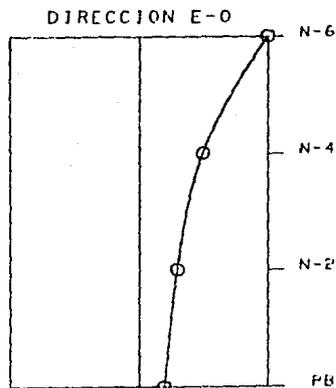
FIGURA 9. ESQUEMA ILUSTRATIVO DEL MECANISMO QUE SIMULA EL EFECTO DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.



$T = .543 \text{ s}$

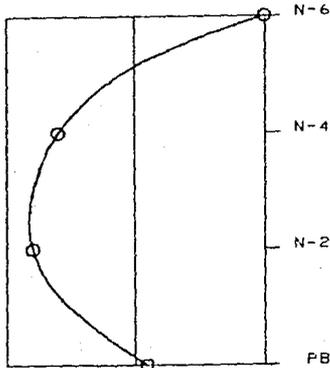
CONFIGURACIONES

MODALES

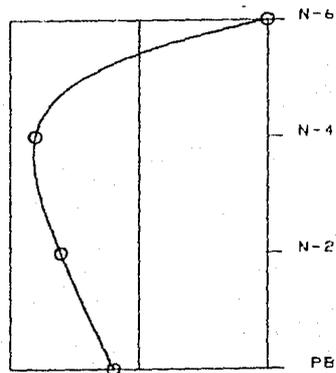


$T = .543 \text{ s}$

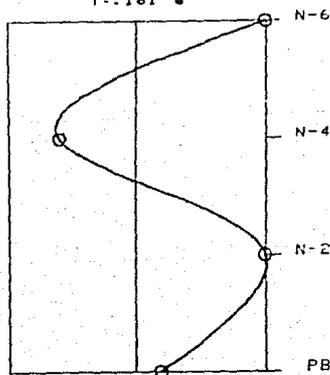
EXPERIMENTALES



$T = .181 \text{ s}$



$T = .187 \text{ s}$



$T = .110 \text{ s}$

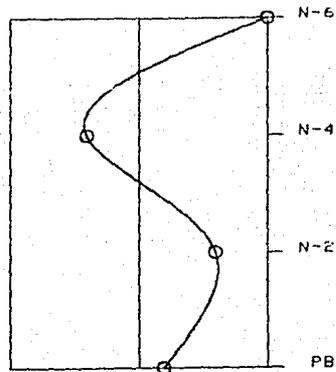
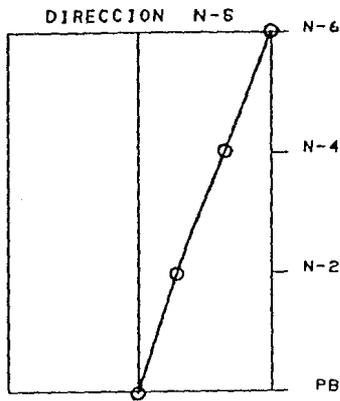
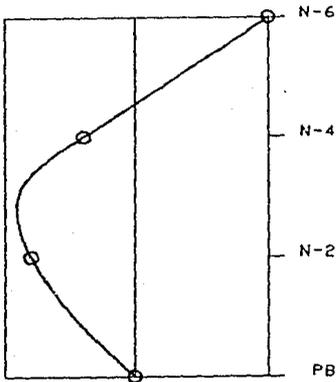


FIGURA 10.

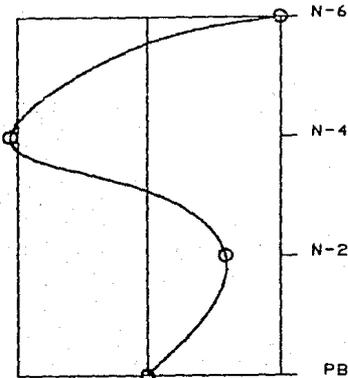
ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA



$T = .367$ ■



$T = .127$ ■

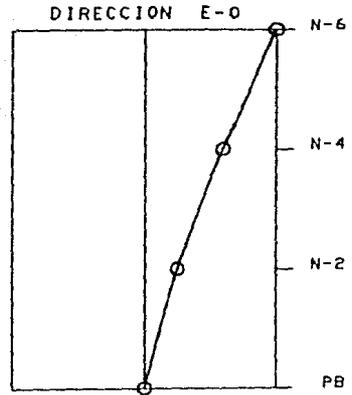


$T = .069$ ■

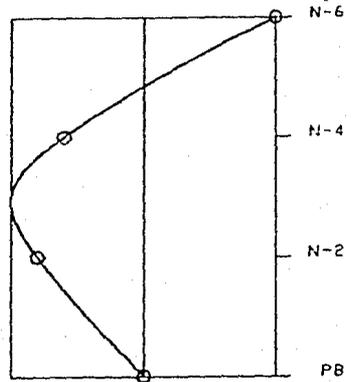
CONFIGURACIONES

MODALES CON

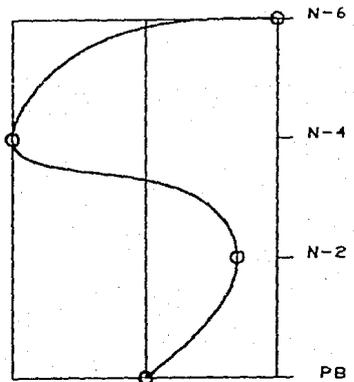
BASE EMPOTRADA



$T = .384$ ■

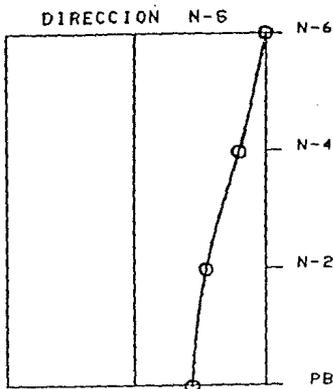


$T = .124$ ■

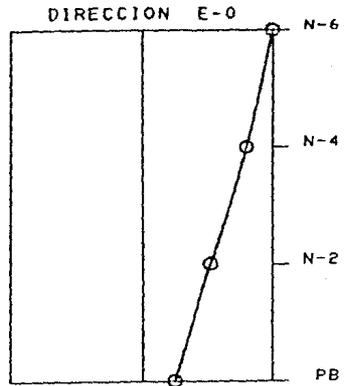


$T = .071$ ■

FIGURA 11.



$T = .616 \text{ s}$



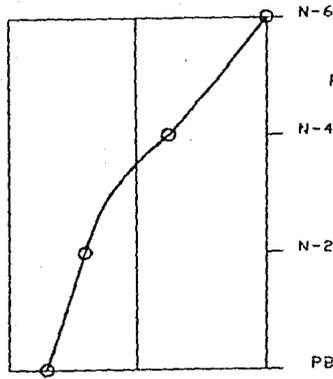
$T = .757 \text{ s}$

CONFIGURACIONES

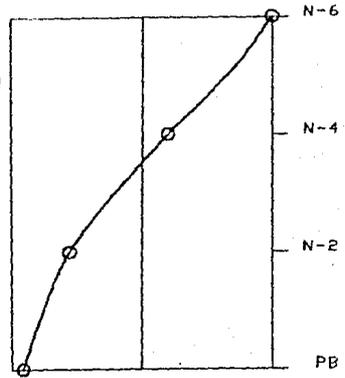
MODALES PARA

$V_e = 81.4 \text{ m/s}$

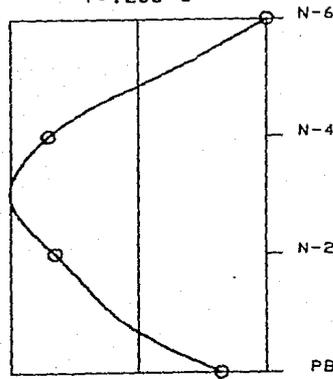
PILOTES DE FRICCION



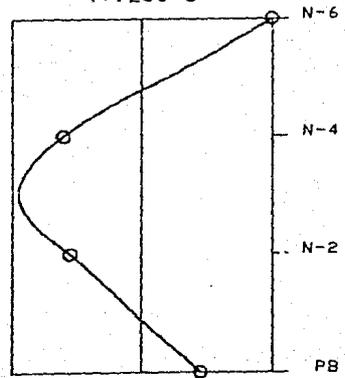
$T = .238 \text{ s}$



$T = .280 \text{ s}$



$T = .106 \text{ s}$



$T = .111 \text{ s}$

FIGURA 12.

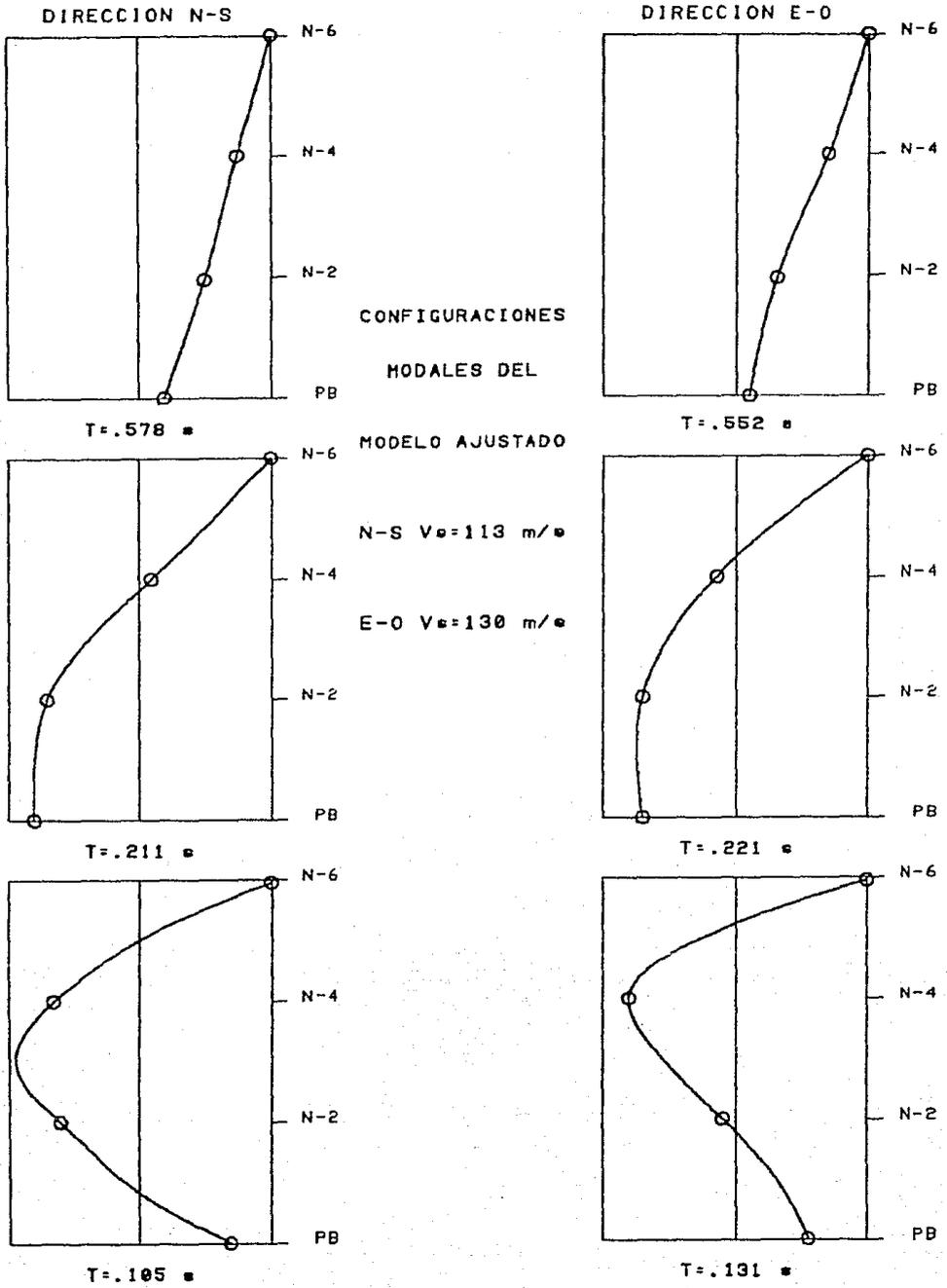


FIGURA 13.

	PB	NIV 1	NIV 2	NIV 3	NIV 4	NIV 6
Velocidades por Nivel [m/s]	3676	3518	3515	3186	3100	3666
	3571	3774	3589	3225	3020	3296
	3640	3712	3589	3140	3186	3548
	3768	3731	3465	3009	3282	3273
	3676	3605	3608	3282	3532	3036
	3571	3588	3608	3186	3316	2925
	3676	3658	3571	3333	3125	3216
	3537	3731	3414	3316	3457	3895
						3374
						3437
						3594
Vel. media	3639.4	3664.6	3544.9	3209.6	3252.3	3367.5
Desv. Est.	71.1	82.2	68.0	98.9	166.9	208.5
C.V. (%)	1.9 %	2.2 %	1.9 %	3.1 %	5.1 %	7.9 %
E _p [kg/cm ²]	230106	234386	214767	168144	173458	191462

TABLA 1. PROCESAMIENTO DE VELOCIDADES DE PULSO ULTRASONICO PARA EL CUERPO "B" DEL CENTRO NACIONAL SCT.

NIVEL	BASE EMPOTRADA		BASE FLEXIBLE	
	N-S	E-O	N-S	E-O
5	1.25	1.24	2.65 (112 %)	2.65 (110 %)
4	1.06	1.06	2.32 (119 %)	2.32 (119 %)
3	0.84	0.83	1.95 (132 %)	1.95 (136 %)
2	0.61	0.54	1.55 (154 %)	1.55 (181 %)
1	0.48	0.32	1.24 (158 %)	1.24 (262 %)
PB	0.00	0.00	0.94 ∞	0.94 ∞

TABLA 2. COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS (cm)

NIVEL	BASE EMPOTRADA			BASE FLEXIBLE	
		N-S	E-O	N-S	E-O
5	T	17.0	5.0	16.9 (0 %)	6.9 (37 %)
	C	10.7	5.4	10.6 (1 %)	7.5 (38 %)
4	T	34.7	11.3	34.6 (0 %)	16.0 (41 %)
	C	17.2	8.7	17.7 (3 %)	12.2 (41 %)
3	T	35.6	14.7	35.9 (1 %)	20.9 (42 %)
	C	17.9	11.5	19.4 (8 %)	16.4 (42 %)
2	T	43.3	16.9	41.2 (-5 %)	24.9 (48 %)
	C	24.9	9.5	21.0 (-18 %)	14.4 (52 %)
1	T	45.7	17.5	41.8 (-9 %)	26.9 (53 %)
	C	31.1	12.1	26.2 (-18 %)	18.5 (53 %)
PB	T	39.9	15.5	38.0 (-5 %)	24.4 (58 %)
	C	27.9	13.2	29.4 (5 %)	22.1 (67 %)

TABLA 3. COMPARACION DE MOMENTOS FLEXIONANTES (t-m) EN TRABES (T) Y COLUMNAS (C)

Nivel	Sección	Pu	Mu	Pr	Mr
	cm	Ton	T-m	Ton	T-m
PB	75x75	319.4	--	377.0	--
1	75x75	173.0	--	306.4	--
2	70x70	99.4	--	199.9	--
3	65x65	51.5	--	97.8	--
* 4	65x65	15.9	19.9	--	40.2
* 5	55x55	3.9	11.7	--	22.7

TABLA 4. REVISIÓN DE COLUMNAS PARA FLEXOCOMPRESIÓN BIAJIAL.
CON 1% DE REFUERZO LONGITUDINAL

* Columnas revisadas con la expresión 7.2 .

Nivel	Sección	Mu	% promedio		Mr	
			T-m	tens		comp
PB	30x70	26.86		1.64	1.09	70.6
1	30x70	29.61		1.64	1.09	70.6
2	25x70	27.42		1.45	1.16	51.21
3	25x70	23.00		1.52	1.13	30.27
4	20x60	17.51		1.52	1.13	30.27
5	15x60	7.54		1.11	0.74	16.76

TABLA 5. REVISIÓN DE VIGAS PARA MOMENTO DE FLEXIÓN
DIRECCIÓN TRANSVERSAL

CALCULOS HECHOS PARA $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ y $f'_c = 180 \text{ Kg/cm}^2$

Nivel	Seccion	Mu	% promedio		Mr
			tens	comp	
PB	30x70	41.71	1.93	0.97	84.60
1	30x70	46.00	1.93	0.97	84.60
2	25x70	45.31	2.03	1.16	73.59
3	25x70	39.45	2.03	1.16	73.59
4	25x70	38.07	2.03	1.16	73.59
5	20x60	18.55	1.83	0.72	38.19

TABLA 6. REVISION DE VIGAS PARA MOMENTO DE FLEXION
DIRECCION LONGITUDINAL

CALCULO HECHOS PARA $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$.