

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE: INGENIERIA

TITULO: ACCION TRIDIMENSIONAL SISMICA, EN ESTRUCTURAS
ESPACIALES CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
MAESTRO EN INGENIERIA (PLANEACION)**

P R E S E N T A :

ANTONIO RAMON SARCOS PORILLO



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENAMA DE
MEXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

01161

7
2ej

Recibí notificación para el examen del alumno ANTONIO RAMON SARCOS PORTILLO

Departamento de INGENIERIA CIVIL

Sección: ESTRUCTURAS

JURADO:	NOMBRE	FIRMA	FECHA
PRESIDENTE:	ING. OSCAR DE BUEN Y LOPEZ DE HEREDIA	<i>[Signature]</i>	11-VIII-94
VOCAL:	DR. GUSTAVO AYALA MILIAN	<i>[Signature]</i>	9-VIII-94
SECRETARIO:	ING. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS	<i>[Signature]</i>	15 julio 1994
SUPLENTE:	M EN I. JORGE AVILA RODRIGUEZ	<i>[Signature]</i>	10 agosto 94
SUPLENTE:	DR. ROBERTO MELI PIRALLA	<i>[Signature]</i>	10/15/94

**ACCION TRIDIMENSIONAL SISMICA , EN ESTRUCTURAS ESPACIALES
CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA**

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo a:

- Mis padres Albino Sarcos y Elsa Portillo de Sarcos
- Mi esposa Hildrun García de Sarcos
- Mi suegra Hildrun de García

RESUMEN

Del análisis de resultados de mediciones en edificios instrumentados ,se infiere la existencia de seis componentes de movimiento en la base del edificio : tres desplazamientos lineales , y tres rotaciones alrededor de tres ejes ortogonales durante sismos intensos .

Para observar la importancia relativa de cinco de las seis componentes de movimiento , se elaboró un programa para ordenador digital , que considera estructuras reticulares tridimensionales , en el cual se toma en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura en el movimiento .

Se recurre al establecimiento de ecuaciones de movimiento de cada masa que forma el sistema de pisos de un edificio , mediante una mecánica Hamiltoniana , para establecer el cálculo de los desplazamientos y rotaciones que experimenta cada masa del edificio , para así evaluar la amplificación relativa de aceleraciones y desplazamientos respecto a la base ,cuando se aplican sismos con cinco componentes de movimiento .

Se presenta un planteamiento matricial para recuperar los acelerogramas de movimiento rotacional , a partir de series de tiempo registradas durante sismos , en diversos puntos de medición de un edificio instrumentado , en el cual existe interacción suelo-estructura .

Se aplica el procedimiento de análisis a tres edificios , formados por estructuras tridimensionales , con altura diferente, para evaluar la importancia relativa de cada componente del movimiento en la base de ellos . Se presentan comentarios para establecer la importancia de realizar estudios tridimensionales de estructuras sometidas a las componentes ortogonales de desplazamiento y rotación en la base del edificio que se presentan durante sismos .

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo a:

- Mis padres Albino Sarcos y Elsa Portillo de Sarcos
- Mi esposa Hildrun García de Sarcos
- Mi suegra Hildrun de García

AGRADECIMIENTO:

- Al Ing. Neftalí Rodríguez Cuevas por su valioso asesoramiento, necesario para la realización de este trabajo.
- Al Doctor Mario Ordaz por su asesoramiento en el trabajo de investigación I, "Interacción suelo-estructura en pórticos planos".

RESUMEN

Del análisis de resultados de mediciones en edificios instrumentados ,se infiere la existencia de seis componentes de movimiento en la base del edificio : tres desplazamientos lineales , y tres rotaciones alrededor de tres ejes ortogonales durante sismos intensos .

Para observar la importancia relativa de cinco de las seis componentes de movimiento , se elaboró un programa para ordenador digital , que considera estructuras reticulares tridimensionales , en el cual se toma en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura en el movimiento .

Se recurre al establecimiento de ecuaciones de movimiento de cada masa que forma el sistema de pisos de un edificio , mediante una mecánica Hamiltoniana , para establecer el cálculo de los desplazamientos y rotaciones que experimenta cada masa del edificio , para así evaluar la amplificación relativa de aceleraciones y desplazamientos respecto a la base ,cuando se aplian sismos con cinco componentes de movimiento .

Se presenta un planteamiento matricial para recuperar los acelerogramas de movimiento rotacional , a partir de series de tiempo registradas durante sismos , en diversos puntos de medición de un edificio instrumentado , en el cual existe interacción suelo-estructura .

Se aplica el procedimiento de análisis a tres edificios , formados por estructuras tridimensionales , con altura diferente, para evaluar la importancia relativa de cada componente del movimiento en la base de ellos . Se presentan comentarios para establecer la importancia de realizar estudios tridimensionales de estructuras sometidas a las componentes ortogonales de desplazamiento y rotación en la base del edificio que se presentan durante sismos .

ABSTRACT

From measurements obtained at instrumented buildings, it is inferred the existence of six orthogonal components of motion at the base of any building: three linear displacements and three rotations, due to seismic excitation in order to evaluate the relative importance of five of the six components of motion, a computer program was developed for three-dimensional structures, with due consideration of soil-structure interaction, during one earthquake by Hamiltonian mechanics, the equations that control the motion of each mass associated to each floor of a building were developed in matrix formulation, in order to compute displacements and rotations of each mass, looking for relative amplification of displacements and accelerations referred to the base movement, when up to five components are considered in the motion generated, during earthquakes.

A matrix formulation is presented for retrieval of rotational components of acceleration at the base, from measurements at several points of an instrumented building, with soil-structure interaction.

The developed analyses procedure is applied to three buildings, with three-dimensional reticulated structures, with three different heights, for evaluation of the relative importance of each motion component at the base of the structure.

Comments are made, to judge importance of three-dimensional structural analysis of building under the orthogonal components of displacement and rotation at the base of a building under seismic action over soft foundation, generated during strong earthquakes.

INDICE

CAPITULO I	PAGINA
ANALISIS DE REGISTROS SIMICOS EN EDIFICIOS	1
1.1 Establecimiento del problema	2
1.2 Modelos empleados para representar el movimiento estructural bajo acción sísmica	3
1.3 Instrumentación común en edificios para registros de sismos intermedios y fuertes	4
1.4 Modelo propuesto para representar el movimiento de edificios sometidos a sismos intermedios y fuertes	5
CAPITULO II	
ECUACIONES DEL MOVIMIENTO DE PORTICOS PLANOS AL CONSIDERAR INTERACCION SUELO ESTRUCTURA	11
2.1 Deducción de ecuaciones del movimiento a partir del equilibrio dinámico y el método energético de Lagrange...	12
2.1.1 Deducción de las ecuaciones del movimiento al considerar un sistema coordinado referido a la posición no deformada de la estructura.	12
2.1.2 Deducción de las ecuaciones del movimiento al considerar un sistema coordinado referido a la posición deformada originada por la rotación rígida de la fundación.	17
2.1.2.1 Consideración del amortiguamiento en el análisis dinámico con interacción suelo-estructuras	23
CAPITULO III	
ECUACIONES DEL MOVIMIENTO QUE CONSIDERAN LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURAS EN PORTICOS ESPACIALES ORTOGONALES	26
3.1 Deducción de las ecuaciones del movimiento para un pórtico espacial de dos niveles	27

CAPITULO IV
CALCULO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ REDUCIDA 37

4.1	Matriz de rigidez lateral reducida de un marco plano	37
4.1.2	Método basado en la matriz de rigidez global del pórtico	38
4.1.2	Método basado en la matriz de flexibilidad del pórtico	40
4.1.2.1	Matriz de flexibilidad lateral reducida	40
4.2	Matriz de rigidez espacial reducida de un marco	42
4.2.1	Sistema de coordenadas para referir fuerzas y desplazamientos	44
4.2.2	Matriz de rigidez de la estructura espacial K_e	46
4.2.2.1	Matriz de rigidez espacial para sistemas de marcos ortogonales	47

CAPITULO V

ECUACIONES DEL MOVIMIENTO Y ANALISIS MODAL AL CONSIDERAR INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA PROVOCADA POR EXCITACION SISMICA 53

5.1	Ecuaciones del movimiento y análisis modal para pórticos planos al considerar interacción suelo-estructura	53
5.2	Ecuaciones del movimiento y análisis modal para pórticos espaciales al considerar interacción suelo-estructura	57

CAPITULO VI

APLICACION DE LAS ECUACIONES DEL MOVIMIENTO EN LA RECUPERACION DE ACELERACIONES ROTACIONALES DEL SUELO Y EN EL CALCULO DE RIGIDECES ROTACIONAL Y TRASLACIONAL DEL SUELO 70

6.1	Recuperación del acelerograma rotacional del suelo al considerar marcos planos sin amortiguamiento	71
6.1.1	Recuperación de rigideces de entrepiso y la rigidez del suelo al considerar marcos planos y amortiguamiento	76

6.2 Recuperación de acelerogramas rotacionales en las direcciones x, y, z para el caso de marcos espaciales	82
---	----

CAPITULO VII

ANALISIS DE LA RESPUESTA SISMICA ESTRUCTURAL EN TRES EJEMPLOS SELECCIONADOS	87
7.1 Criterio de selección de los edificios estudiados	88
7.2 Selección de los componentes sísmicos	89
7.3 Criterios para representar la interacción suelo-estructura	90
7.4 Cálculo de la respuesta para cada componente sísmica y para la superposición	91
7.5 Resumen de resultados	92

CAPITULO VIII

DISCUSION CRITICA DE RESULTADOS	96
8.1 Análisis de resultados de los tres edificios estudiados cuando se considera empotramiento en su base	96
8.2 Análisis de resultados de los edificios estudiados cuando se considera interacción suelo-estructura	98
8.2.1 Estudio comparativo de las fuerzas y desplazamientos obtenidos en los edificios estudiados	99
8.2.2 Estudio comparativo de la amplificación de la varianza, con la altura	104
8.2.3 Estudio comparativo de los desplazamientos y aceleraciones cuando se consideran las componentes de excitación sísmica rotacionales y torsionales	105
CONCLUSIONES	108
REFERENCIAS	111
APENDICES :	113
A: DEDUCCION DE ECUACIONES	114

B: MANUAL DE USUARIO Y DIAGRAMAS DE FLUJO DEL PROGRAMA	129
C: CONFIGURACION GEOMETRICA Y RESULTADOS DE LOS TRES EDIFICIOS ANALIZADOS	156
D: REPRESENTACION DE RESULTADOS EN FORMA DE TABLAS	220
E: COMPROBACION DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS EDIFICIOS DE 9 Y 17 PISOS	232
F: ALGUNOS EDIFICIOS INSTRUMENTADOS EN EL MUNDO	245

INTRODUCCION:

Después de analizar los daños causados en algunos edificios por los sismos ocurridos en septiembre de 1985, se observó que en muchos de ellos, los daños se produjeron por choque con estructuras vecinas, por rotación de la cimentación, por pérdida de la verticalidad de la edificación ó por efectos torsionales producidos en edificaciones con distribución de geometría y/o rigideces asimétricas, lo cual llevó a pensar que la interacción suelo-estructura y el comportamiento espacial de las edificaciones son factores importantes que se deben tomar en cuenta, cuando se desea realizar un buen diseño de una estructura.

Por lo antes expuesto, se propuso establecer un procedimiento para considerar la interacción suelo-estructura en edificaciones espaciales, con base rígida a todo tipo de deformación y representar mediante cinco resortes las rigideces horizontales y de rotación de la base (no se consideraron efectos verticales en el planteamiento). Para ello se realizó este trabajo donde, en su primera parte, se analizan aspectos teóricos del análisis de interacción suelo estructura en marcos planos y espaciales, y al final se presenta un programa para el análisis de marcos espaciales que considera la interacción suelo-estructura, con amortiguamiento.

El presente trabajo tiene como objetivo principal el estudio de marcos planos y espaciales con interacción suelo-estructura, sometidos a componentes de sismos traslacionales y rotacionales; y , para edificios espaciales, la acción torsional. En general, un edificio espacial podrá estar sometido a dos componentes de sismo traslacionales, dos componentes de sismo rotacionales y una

componente torsional en la base de la edificación. Se intenta con este trabajo representar el campo de desplazamientos y aceleraciones que se pueden generar en un edificio, por las componentes de excitación sísmica antes mencionada, y juzgar así la importancia de considerar la interacción suelo-estructura de las edificaciones apoyadas en suelo blando.

El presente trabajo esta dividido en ocho capítulos y seis apéndices; en el primer capítulo se trata lo referente a la instrumentación sísmica de edificios, principalmente en la ciudad de México: en él se analizan varios edificios instrumentados; se describe brevemente la disposición de los acelerógrafos y se comentan algunos aspectos de importancia en la instrumentación de edificios, así como los resultados obtenidos del análisis de registros.

En el segundo capítulo, se derivan las ecuaciones del movimiento de marcos planos con interacción suelo-estructura, al aceptar equilibrio dinámico, mediante el uso de métodos energéticos; con estas deducciones, se establecen bases para el uso de métodos energéticos en problemas estructurales dinámicos.

En el tercer capítulo, se deducen las ecuaciones del movimiento espacial con interacción suelo estructuras, para un edificio de dos pisos, mediante el método energético de Lagrange; con esta deducción se establecen las formas genéricas de las matrices de masa y rigidez de un edificio, cuando en él se considera interacción suelo estructura.

El cuarto capítulo muestra algunas de las formas más utilizadas para obtener las matrices de rigidez lateral reducida de marcos planos y espaciales, al considerar a estos empotrados en su base; estas matrices son necesarias para establecer la matriz de rigidez con interacción suelo estructura, que se requiere para realizar un análisis dinámico con esa interacción .

En el quinto capítulo se presenta el análisis modal de marcos planos y espaciales, con interacción suelo -estructura , y excitación sísmica traslacional, rotacional y torsional. El análisis bajo acción sísmica, se realiza por separado para cada tipo de excitación, y los resultados se obtienen mediante el principio de superposición, por la suma de los resultados de cada excitación.

En el capítulo seis se estudia en primer lugar la recuperación del acelerograma rotacional del suelo, cuando se considera el edificio modelado como un marco plano; en segundo lugar, se analiza la recuperación de las rigideces rotacional y traslacional del suelo en marcos planos; en tercer lugar, se propone una forma de recuperar rigideces de entrepisos y amortiguamientos, así como rigideces y amortiguamientos del suelo en marcos planos; en cuarto y último lugar se estudia la recuperación de rigideces y amortiguamientos del edificio y del suelo, cuando se considera la estructura modelada en tres dimensiones.

En los capítulos siete y ocho se analizan y discuten los resultados obtenidos con el programa TESCOSE.FOR, de los edificios seleccionados (Edificios de 2, 9 y 17 pisos), estos ejemplos se estudian con y sin efectos de interacción suelo - estructura . Con este estudio se pretende obtener resultados (no generales) que permitan ampliar el conocimiento del análisis sísmico de estructuras tomando en cuenta la interacción suelo - estructura.

En el apéndice A se desarrollan algunas ecuaciones y sistemas de ecuaciones necesarias para el completo entendimiento de alguno de los capítulos expuestos en este trabajo.

El apéndice B contiene el manual del usuario de algunos de los programas desarrollados en este trabajo, así como diagramas de flujos que muestran el funcionamiento del programa TESCOSE.FOR para el análisis tridimensional.

El apéndice C contiene, en primer lugar, la planta y geometría de los edificios estudiados; en segundo lugar, se muestran los desplazamientos y aceleraciones obtenidas en los ejemplos seleccionados para algunos instantes de tiempos; en tercer lugar, se puede observar la variación de la varianza de los diagramas de aceleraciones con la altura de los edificios seleccionados; en cuarto lugar, se muestra la variación de las fuerzas horizontales con la altura de alguno de los pórticos planos que forman la estructura espacial de los edificios estudiados. La mayoría de los resultados obtenidos en este apéndice, se presenta con y sin efectos de interacción suelo-estructura y al tomar en cuenta las cinco componentes de la aceleración del suelo (2 rotacionales, 2 traslacionales y 1 torsional), actuando separadamente y/o

simultáneamente en el suelo.

En el apéndice D se organizan los resultados obtenidos en el apéndice anterior en forma de tablas o diagramas, con ellos se puede realizar la comparación de los resultados de manera fácil, lo cual es importante para su mejor entendimiento .

En el apéndice E se muestran los espectros de Fourier y funciones de transferencias de las series de tiempo de las aceleraciones en el edificio de nueve pisos, al tomar en cuenta empotramiento en la base e interacción suelo-estructura, con excitación de las cinco componentes sísmicas actuando por separado. También se muestran las gráficas de la aceleración en el último piso en los edificios de 9 y 17 pisos, cuando estos se someten a una aceleración en forma de escalón en la base. Los análisis anteriores se efectúan con el objeto de comprobar las frecuencias y los porcentos de amortiguamiento generados por el programa TESCOSE.FOR.

En el apéndice F se muestran dibujos de algunos edificios instrumentados en el mundo, con el objeto de servir de apoyo al capítulo I, donde se analizan algunos aspectos básicos en la instrumentación de edificios.

VARIABLES MAS USADAS

- u : Desplazamiento en la base de la estructura
 e : Rotación de la base de la estructura
 J_i : Masa rotacional asociada con el grado de libertad i
 m_i : Masa traslacional asociada con el grado de libertad i
 v_i : Desplazamiento traslacional correspondiente al grado de libertad i
 K_o, K_e : Rigideces equivalentes traslacional y rotacional del suelo
 K_i : Rigidez equivalente del entrepiso i
 h_i : Alturas libres del entrepiso i respecto al suelo
 T, U : Energía cinética y energía potencial
 q_i : Desplazamiento generalizado en correspondencia con el grado de libertad i
 Q_i : Fuerza generalizada correspondiente al grado de libertad i
 C_o, C_e : Amortiguamientos traslacional y rotacional del suelo
 C_i : amortiguamiento equivalente del entrepiso i
 $K_{x_o}, K_{y_o}, K_{z_o}$: Rigidez traslacional equivalente del suelo en las direcciones x, y, z
 $K_{e_x}, K_{e_y}, K_{e_z}$: Rigidez rotacional equivalente del suelo en las direcciones x, y, z
 J_{ix}, J_{iy}, J_{iz} : Masa rotacional en el entrepiso i según los ejes x, y, z respectivamente
 v_{ix}, v_{iy} : Desplazamiento traslacional de la masa i según los ejes x, y respectivamente, respecto a la base
 $K_{axi}, K_{cxi}, K_{byi}, K_{dyi}$: Rigidez de entrepiso de los pórticos a, c, b y d según las direcciones x o y del entrepiso i
 e_x, e_y : Rotación de la base de la estructura según los ejes x e y respecto al suelo
 e_{iz} : desplazamiento torsional del entrepiso i respecto a la base

- \bar{K}_x, \bar{K}_y : Matriz de rigidez lateral reducida según los ejes x e y del edificio
- \bar{K}_e : Matriz de rigidez torsional reducida del edificio
- \bar{K}_{xe} : Matriz de rigidez que relaciona las direcciones x, e del edificio
- \bar{K}_{ye} : Matriz de rigidez que relaciona las direcciones y, e del edificio
- \bar{K}_{xy} : Matriz de rigidez que relaciona las direcciones x, y del edificio
- \bar{M}_e : Matriz de masa del edificio tomando en cuenta interacción suelo estructuras
- \bar{K}_e : Matriz de rigidez del edificio tomando en cuenta interacción suelo estructuras
- \bar{D} : vector de desplazamientos que contiene los grados libertad traslacionales de la estructura
- \bar{r} : vector de desplazamientos que contiene los grado de libertad diferentes a las traslacionales de la estructura
- \bar{F} : Matriz de flexibilidad reducida de un pórtico plano
- \bar{R} : vector de fuerzas horizontales
- f_{ij} : Coeficiente correspondiente a la fila i, columna J de la matriz de flexibilidad
- q_{xi}, q_{yi}, q_{zi} : Desplazamiento en el entrepiso i en las direcciones x, y, z respectivamente
- $\bar{F}^{(j)}$: vector de fuerzas laterales sobre el pórtico (j)
- $\bar{p}^{(i)}$: vector de desplazamientos laterales sobre el pórtico (j)
- $\bar{K}^{(j)}$: Matriz de rigidez lateral correspondiente al pórtico j
- $\alpha^{(j)}$: Angulo de inclinación de la subestructura j respecto al eje x_i del entrepiso del edificio
- $r_i^{(j)}$: Distancia mínima entre el pórtico (j) y el centro de masas del entrepiso i
- $X_{Ai}^{(j)}, Y_{Ai}^{(j)}$: Coordenadas del punto A correspondiente al pórtico j en el entrepiso i

- \bar{I} : Matriz identidad
- \bar{Q} : vector que contiene las fuerzas laterales actuantes sobre el edificio
- $\bar{K}_{xx}, \bar{K}_{yx}, \bar{K}_{xy}, \bar{K}_{yy}, \bar{K}_{xz}, \bar{K}_{zx}, \bar{K}_{zy}, \bar{K}_{yz}, \bar{K}_{zz}$: Submatrices de rigidez que conforman la matriz de rigidez espacial reducida
- θ_g, v_g : Rotación y desplazamiento producido por el suelo
- $[\bar{M}], [\bar{K}], [\bar{C}]$: Matrices de masa, rigidez y amortiguamiento de la estructura considerada
- $\bar{\theta}$: Matriz modal, cada columna corresponde a un modo de vibración
- $\bar{\theta}^i$: Modo de vibración i de la estructura
- ξ_i : Porcentaje de amortiguamiento modal de la estructura
- ω_i : frecuencia de vibración correspondiente al modo i
- $[\Gamma_x], [\Gamma_{\theta_i}]$: Factores de participación según las componentes sísmicas traslacional y rotacional
- $C_{x\theta}, C_x, C_{y\theta}, C_y, C_{\theta z}$: Amortiguamiento del suelo según las direcciones rotacional en x , traslacional en x , rotacional en y , traslacional en y , y torsional
- v_{xj}^i : Desplazamiento en dirección x en el entrepiso j , correspondiente al modo i del edificio
- v_{yj}^i : Desplazamiento en dirección y en el entrepiso j , correspondiente al modo i del edificio
- v_{zj}^i : Rotación torsional en dirección z en el entrepiso j correspondiente al modo i del edificio
- $\ddot{v}_{gx}, \ddot{v}_{gy}$: Aceleración traslacional del suelo en las direcciones x, y
- $\ddot{v}_{\theta gx}, \ddot{v}_{\theta gy}, \ddot{v}_{\theta gz}$: Aceleración rotacional del suelo en las direcciones x, y, z
- Γ_{xi}, Γ_{yi} : Factores de participación traslacional en las direcciones x, y , correspondientes al nodo i
- $\Gamma_{\theta xi}, \Gamma_{\theta yi}, \Gamma_{\theta zi}$: Factores de participación rotacional en las direcciones x, y, z correspondientes al nodo i
- NGL: Número de grados de libertad traslacionales del edificio, o número de pisos del edificio
- $\theta_{xj}^i, \theta_{yj}^i$: Coeficiente que corresponde al piso j del modo

traslacional i en las direcciones x , y

θ_{zj}^i : Coeficiente que corresponde al piso j del nodo rotacional i en la dirección z

- Un punto o dos (...) en la parte superior de una variable cualquiera, significa primera y segunda derivada de la variable con respecto al tiempo
- Un guión (-) en la parte superior de una variable cualquiera, significa que el elemento es una matriz.

CAPÍTULO I

ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS EN EDIFICIOS

Después de los movimientos sísmicos que se observaron en septiembre de 1985 y sus efectos en estructuras de edificios en el Valle de México, se generó la necesidad de establecer una red acelerográfica (ver referencias 14 y 15), formada por acelerómetros digitales de registro automático colocados sobre las diversas formaciones geológicas que se localizan en el Valle de México; con esta red, de 220 aparatos de registro, se pretende obtener un conocimiento claro de las características de las series de tiempo ocasionadas por ondas sísmicas originadas en los diversos epicentros.

Se requiere ahora un conocimiento claro de las características del movimiento de edificios con diversos tipos de subestructura, excitados por movimientos intermedios o fuertes.

Por ello ha aparecido la necesidad de instrumentar edificios en el valle, con una metodología bien definida, que permita identificar los principales parámetros que controlan la respuesta multivariada de los edificios ante perturbaciones sísmicas, para luego considerar que el comportamiento de los edificios reales en movimiento, se puede aproximar mediante modelos matemáticos, ya que no es posible establecer una conexión exacta entre el modelo real y el matemático. Sin embargo, los modelos matemáticos permiten desarrollar procedimientos que pueden estimar la respuesta futura de las edificaciones, los cuales formarán la base para el diseño racional de las estructuras.

1.1 Establecimiento del problema

Un edificio que se encuentre en la Ciudad de México, experimentará en su vida útil, movimientos en su base que alterarán la configuración de reposo inicial; estos movimientos generarán un campo de desplazamientos tridimensional, variable en el tiempo, que debe ser conocido por aquellos que diseñan estructuras, para estimar el riesgo de falla que existe en cada evento que excite al edificio.

Por ello, los edificios se deben modelar como sistemas de masas interconectados por una estructura espacial, la cual experimentará fuerzas y momentos que actúan sobre columnas y trabes.

En edificios instrumentados, interesa conocer las señales producidas por sismos en puntos característicos de la estructura, asociados a grados de libertad bien identificados, a partir de los cuales es posible inferir las ecuaciones mecánicas ocasionadas por los sismos, que son las acciones de entrada en la base del edificio, las cuales se propagan hacia los pisos superiores y generan las configuraciones desplazadas.

Básicamente el modelo de instrumentación debe ser seleccionado para identificar las características cinemáticas de un edificio en movimiento, cuyos objetivos principales se pueden resumir como sigue:

- a) Obtención de modos de vibración, con medición de modos de vibrar, sus frecuencias y amortiguamiento
- b) Medición de desplazamientos y rotaciones en tres direcciones ortogonales, en puntos predeterminados

- c) Estudio de la amplificación de la respuesta desde la base hasta el último nivel
- d) Estudio de la interacción suelo-estructura
- e) Corroboración de la bondad y ajuste de los métodos de cálculo
- f) Detección de comportamiento no lineal en elementos estructurales del edificio
- g) Estimación de la energía que penetra por la base del edificio durante un sismo
- h) Estudio de los efectos de radiación del movimiento de la estructura hacia el subsuelo
- i) Direccionalidad del movimiento general durante un sismo

1.2 Modelos empleados para representar el movimiento estructural bajo acción sísmica.

El movimiento de edificaciones instrumentadas se puede representar según las siguientes tendencias:

- a) Visión estadística del movimiento de una misma estructura bajo diversos sismos, con búsqueda de varianzas, desviaciones estándar y funciones de transferencia.
- b) Visión determinista de sistemas de grados de libertad múltiple, con masas interconectadas con resortes y amortiguadores, que pueden incorporar desplazamientos y rotaciones de las masas de la superestructura, así como efectos de interacción suelo estructura.
- c) Visión de modelos restringidos, con número limitado de grados de libertad, para fines de conocimiento.

Refiriéndose al modelo determinista (modelo usado en este

trabajo), en el se considera un sistema de masas y resortes lineales, que definen matrices de rigidez y amortiguamiento, en un plano de movimiento ó en el espacio, las cuales se relacionan con las series de tiempo de aceleraciones registradas e la base y en alguno de los entrepisos. Luego se utilizan en estos modelos procedimientos lineales para buscar reproducir en el dominio del tiempo, las series de tiempo registradas en los pisos instrumentados.

Para lograr una buena recuperación de parámetros, (rigideces, amortiguamientos), hay que considerar por lo menos los siguientes efectos adicionales, que pocas veces se toman en cuenta:

- a) Interacción suelo-estructura.
- b) La importancia de la rotación de masas y de la base del edificio.
- c) Características tridimensionales del movimiento real de los edificios.

Con un enfoque plano, y tomando en cuenta sistemas de un grado de libertad representativos de sistemas reales, se sobresimplifica, y solo se consideran algunas de las múltiples variables del problema dinámico.

1.3 Instrumentación común en edificios para registros de sismos intermedios y fuertes.

Se presenta a continuación algunos ejemplos de instrumentaciones instaladas en edificios de las ciudades de México , Japón , California e Islandia, para establecer las bases que sirvieron para la interpretación posterior de los registros obtenidos durante eventos sísmicos.

La tabla 1 condensa la característica de los sistemas de

instrumentación en edificios. Las figuras 1 a 14 del apéndice F, muestran la distribución de los sensores colocados para el registro de movimiento .

Es notable que en todos los edificios se buscó instalar aparatos en puntos cercanos a la base de cimentación, y en puntos profundos en el suelo, para medir la amplificación de las ondas sísmicas producidas en la superficie del suelo; también es común ver instrumentos en pisos intermedios y en el piso superior , para tratar de medir la amplificación del movimiento en el nivel superior del edificio. En algunos edificios se instrumenta, en un piso determinado o en algunos pisos , varios puntos separados entre sí , para intentar medir los desplazamientos rotacionales y torsionales en los entrepisos o en la base de la cimentación.

El número de aparatos seleccionados es variable y depende de los objetivos que se requieren en cada edificio. Es común la utilización de sensores triaxiales, para registrar el movimiento en el espacio en cada punto instrumentado.

1.4.- Modelo propuesto para representar el movimiento de edificios sometidos a sismos intermedios y fuertes

En este trabajo se supondrá que el material que conforma la superestructura es elástico lineal, por lo que para calcular la matriz de rigidez lateral del edificio se empleará la técnica del análisis matricial (ver capítulo IV), y para deducir la matriz de rigidez lateral reducida , se supondrá que puede existir todo tipo de deformación (axial, cortante, flexión) y, además se podrá considerar la existencia de muros y contravientos.

De estudios realizados sobre el comportamiento del suelo, se ha

podido demostrar que su relación fuerza desplazamiento es de caracter no lineal ante cualquier tipo de deformación; sin embargo un edificio por lo general no se desplanta directamente sobre el suelo, sino que en la mayoría de los edificios este es soportado por pilas o pilotes, los cuales pueden trabajar a fricción o por apoyo de punta; por ello, el comportamiento que se debe estudiar en la base de una estructura, debe considerar la interacción suelo pila o suelo pilote. Si la cimentación esta desplantada sobre pilotes de fricción, se supondrá que estos elementos serán capaces de resistir tanto fuerzas de compresión como de tracción; algunos estudios han demostrado que en pruebas de cargas estática de pilotes aislados, por lo general existe un intervalo lineal entre la carga y los desplazamientos. Por lo antes expuesto, en este trabajo la interacción suelo estructura o suelo pilotes, se idealizará en edificios tridimensionales, por medio de una placa de cimentación infinitamente rígida y cinco resortes lineales (2 angulares, 2 traslacionales y 1 torsional), así como amortiguamiento estructural asociado a cada grado de libertad, los cuales permitirán la existencia de desplazamientos y aceleraciones relativas entre la base del edificio y el suelo (ver figura 1.1).

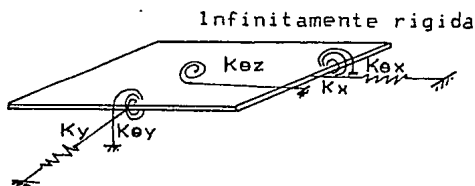


Fig. 1.1

Idealización de la interacción suelo estructura
de un edificio

La cimentación infinitamente rígida se supondrá conectada en

forma continua (empotramiento o articulaciones) con las columnas de la planta baja del edificio; el edificio a su vez se supondrá formado por marcos planos en diferentes direcciones, las cuales estarán intercomunicados por medio de las losas de entrepiso, las que se supondrán infinitamente rígidas a torsión, ver la figura 1.2.

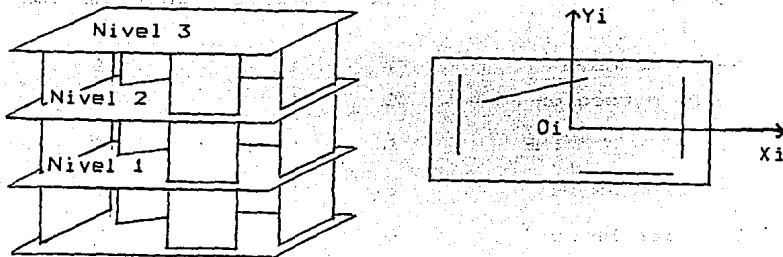


Fig. 1.2
Idealización del edificio

Las columnas y traveses de cada marco se consideran conectadas de manera continua; se acepta en el desarrollo material elástico lineal y la existencia de amortiguamiento viscoso en cada nivel.

TABLA 1

Edificios Instrumentados

No.	Nombre	No. de Pisos	Sótanos	No. de instrumentos	Estación cercana
1	Plaza Córdova	17	1	11	SI
2	Torre dirección Pemex	49	1	8	SI
3	Estación #15 IMP	5	1	3	SI
4	Estación #9 UK	5	1	5	SI
5	Estación Metro J	6	2	5	No
6	Estación Jalapa	12	2	14	SI
7	Bernardo Quintana	6	2	12	SI
8	Torres Plaza Inn	13	2	5	SI
9	Mexican Mart	16	2	12	SI
10	Torre WTC	48	3	4	No
11	Edificios en Sendai	3	1	11	SI
12	Edificio Rejeavik	14	1	8	No
13	Edificio de Osaka	33	2	5	SI
14	Transamérica, SF	60	3	13	SI
15	Pacific Park Plaza	47	2	20CIDD	No
16	Embarcadero, SF	30	0	18(CLD)	No
17	Market St, SF	42	2	14(CLD)	No

En algunos edificios instrumentados de la ciudad de México, se han colocado acelerógrafos en la base de los edificios, distanciados entre sí y en las direcciones principales del edificio, en general cada acelerógrafo puede medir las aceleraciones en tres direcciones ortogonales diferentes en cada punto seleccionado de la base, los cuales pueden estar dispuestos en forma similar a lo mostrado en la figura (1.3a)

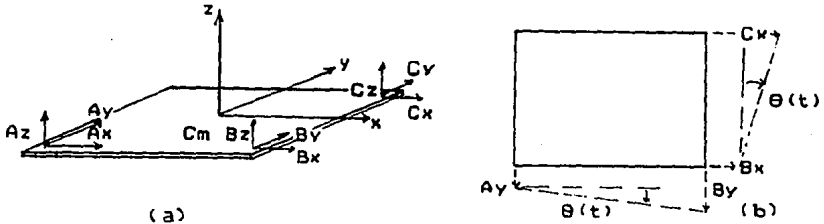


Fig 1.3

- a) Base de un edificio instrumentado
- b) Movimiento en el plano x, y de la base en un instante de tiempo t_i

Al analizar algunos de los movimientos que se pueden generar en la base del edificio en el plano x e y, en un instante de tiempo t_i (ver figura 1.3b), se puede observar, de mediciones experimentales, que en la dirección x las aceleraciones según C_x y B_x no son iguales, y en la dirección Y, las aceleraciones según A_y y B_y tampoco son iguales, lo que demuestra la existencia de ángulos torsionales en la base generados por un sismo, estos ángulos pueden ser producidos por movimientos torsionales del suelo y/o por excentricidades en las masas de los entrepisos, así, al comparar las aceleraciones registradas según las direcciones A_z , B_z y C_z , se ha podido demostrar la existencia de componentes de sismos rotacionales según los ejes x e y de la base. De estudios similares

se ha podido observar aceleraciones traslacionales según los ejes x, y, z, con lo cual se demuestra la existencia de 6 componentes de sismos actuando simultáneamente en la base de un edificio cimentado en suelo blando. En este trabajo se propondrá una forma de analizar edificios sometidos a 5 de estas componentes (no se consideran las aceleraciones verticales), al tomar en cuenta la existencia de interacción suelo-estructura, y con esta metodología se analizaron 3 edificios de diferentes alturas, los cuales podrán estar sometidos a las distintas componentes sísmicas señaladas anteriormente.

Con este estudio se intenta mejorar el conocimiento acerca del comportamiento de estructuras espaciales cimentadas en suelo blando y, sometidas a excitación sísmica.

CAPÍTULO II

ECUACIONES DEL MOVIMIENTO DE PÓRTICOS PLANOS CON

INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

La consideración de la interacción suelo estructura en pórticos planos requiere, en general de tres grados de libertad en la base de una estructura, cuando ésta se considera infinitamente rígida a cualquier deformación. En este trabajo sólo se considerarán dos grados de libertad, el rotacional (θ) y el translacional (u) de la base, como se muestra en la figura 2.1

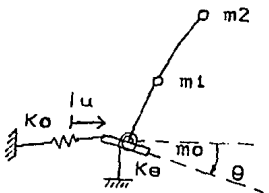


Fig. 2.1

Grados de libertad adicionales en la cimentación

En muchos trabajos se ha demostrado que al considerar el grado translacional de la base de un pórtico plano, el período de la estructura se incrementa. A continuación, en este capítulo se presentará un procedimiento para considerar en el análisis de estructuras los grados translacional y rotacional de la cimentación, referidos a dos sistemas coordenados diferentes con los métodos de equilibrio dinámico y de ecuaciones de Lagrange, respectivamente.

2.1 Deducción de las ecuaciones del movimiento a partir del equilibrio dinámico y el método energético de Lagrange.

Se considera un sistema dinámico con tres masas, en el cual se tienen cuatro grados de libertad, dos de los cuales corresponden a los grados de libertad traslacionales de las masas superiores y los dos restantes que representan el movimiento de la cimentación.

2.1.1. Deducción de las ecuaciones del movimiento al considerar un sistema coordinado referido a la posición no deformada de la estructura.

Para tomar en cuenta la interacción suelo estructura en un pórtico plano de dos niveles, se idealizará la estructura como el sistema masas-resortes mostrado en la figura 2.2, en el cual se miden los desplazamientos de las masas a partir de su configuración inicial

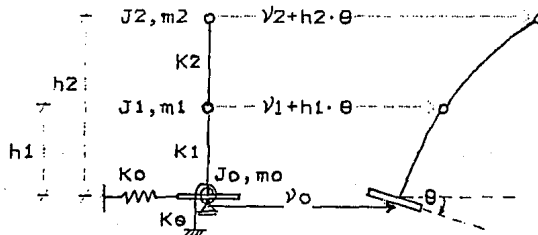


Fig. 2.2

Configuración desplazada de la estructura

Se acepta que J_1 representa la inercia rotacional asociada a los grados de libertad i , K_0 y K_e representan la rigidez

del suelo, concentrada en resortes equivalentes, K_1 y K_2 representan la rigidez de entrepiso, h_1 y h_2 son las alturas libres del entrepiso y θ , ν_0 , ν_1 y ν_2 los desplazamientos asociados con los grado de libertad del sistema.

Al efectuar la sumatoria de fuerzas horizontales en las masas m_0 , m_1 y m_2 , y la sumatoria de momentos de todo el sistema, se obtiene (ver fig. 2.3)

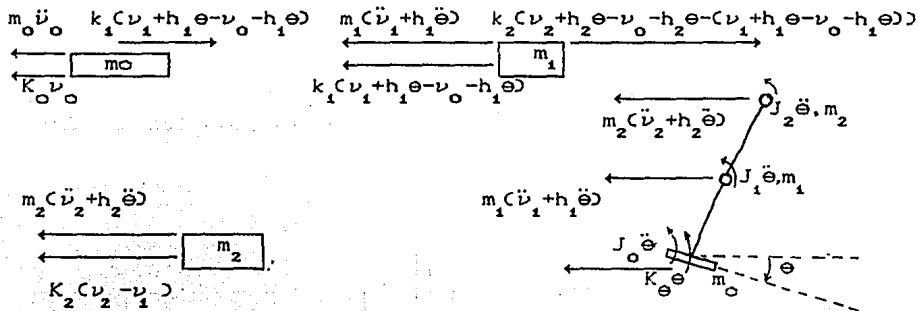


Fig. 2.3

Fuerzas de equilibrio en las masas

$$\Sigma FH_{m_0} = 0$$

$$m_0 \ddot{\nu}_0 + K_0 \nu_0 - K_1(\nu_1 + h_1 \theta - \nu_0 - h_1 \theta) = 0 \quad (2.1)$$

$$\Sigma FH_{m_1} = 0$$

$$m_1(\ddot{\nu}_1 + h_1 \ddot{\theta}) + K_1(\nu_1 - \nu_0) - K_2(\nu_2 + h_2 \theta - \nu_1 - h_2 \theta - (\nu_1 + h_1 \theta - \nu_0 - h_1 \theta)) = 0 \quad (2.2)$$

$$\Sigma FH_{m_2} = 0$$

$$m_2(\ddot{\nu}_2 + h_2 \ddot{\theta}) + K_2(\nu_2 - \nu_1) = 0 \quad (2.3)$$

$$\Sigma M_0 = 0$$

$$J_0 \ddot{\theta} + K_{\theta} \theta + J_1 \ddot{\theta} + J_2 \ddot{\theta} + m_1 (\ddot{v}_1 + h_1 \ddot{\theta}) h_1 + m_2 (\ddot{v}_2 + h_2 \ddot{\theta}) h_2 = 0 \quad (2.4)$$

Al ordenar las ecuaciones (2.1), (2.2), (2.3) y (2.4) resulta:

$$m_0 \ddot{v}_0 + (K_0 + K_1) v_0 - K_1 v_1 = 0 \quad (2.5)$$

$$m_1 \ddot{v}_1 + m_1 h_1 \ddot{\theta} - K_1 v_0 + (K_1 + k_2) v_1 - K_2 v_2 = 0 \quad (2.6)$$

$$m_2 \ddot{v}_2 + m_2 h_2 \ddot{\theta} - k_2 v_1 + k_2 v_2 = 0 \quad (2.7)$$

$$\left[\sum_0^2 J_i + \sum_1^2 m_i h_i^2 \right] \ddot{\theta} + m_1 h_1 \ddot{v}_1 + m_2 h_2 \ddot{v}_2 + K_{\theta} \theta = 0 \quad (2.8)$$

Al reordenar las ecuaciones anteriores y expresarlas en forma matricial, se obtiene:

$$\begin{bmatrix} \sum_0^2 J_i + \sum_1^2 m_i h_i^2 & 0 & m_1 h_1 & m_2 h_2 \\ 0 & m_0 & 0 & 0 \\ m_1 h_1 & 0 & m_1 & 0 \\ m_2 h_2 & 0 & 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\theta} \\ \ddot{v}_0 \\ \ddot{v}_1 \\ \ddot{v}_2 \end{bmatrix} +$$

$$\begin{bmatrix} K_{\theta} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & (K_0 + K_1) & -K_1 & 0 \\ 0 & -K_1 & (K_1 + K_2) & -K_2 \\ 0 & 0 & -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta \\ v_0 \\ v_1 \\ v_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

En la deducción del sistema anterior, no se consideró el amortiguamiento, ni el efecto de fuerzas exteriores que actúan sobre

el sistema (por simplicidad), sin embargo, más adelante se introducen estos dos factores en el sistema .

Para deducir las ecuaciones del movimiento, a partir del método energético de Lagrange, se tiene la siguiente ecuación (ver ref. 1 y 2)

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) - \frac{\partial T}{\partial q_i} + \frac{\partial U}{\partial q_i} = Q_i \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (2.10)$$

donde T y U, representan la energía cinética y la energía de deformación del sistema respectivamente, q_i y \dot{q}_i representan el desplazamiento y la velocidad generalizadas en correspondencia con el grado de libertad i, y Q_i representa la fuerza generalizada correspondiente al grado de libertad i. Así, para el sistema de la figura 2.2 se tiene lo siguiente:

$$T = \frac{1}{2} m_o \dot{v}_o^2 + \frac{1}{2} m_1 (\dot{v}_1 + h_1 \dot{\theta})^2 + \frac{1}{2} m_2 (\dot{v}_2 + h_2 \dot{\theta})^2 + \frac{1}{2} J_o \dot{\theta}^2 + \frac{1}{2} J_1 \dot{\theta}^2 + \frac{1}{2} J_2 \dot{\theta}^2$$

$$U = \frac{1}{2} v_o^2 K_o + \frac{1}{2} K_o \theta^2 + \frac{1}{2} K_1 (v_1 - v_o)^2 + \frac{1}{2} K_2 (v_2 - v_1)^2$$

Para este caso particular se supondrá que no existen fuerzas exteriores ($Q_i=0$) y como se observa en las ecuaciones anteriores, la energía cinética no depende del desplazamiento, por lo tanto $\frac{\partial T}{\partial q_i} = 0$, así:

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\theta}} \right) = m_1 (\dot{v}_1 + h_1 \ddot{\theta}) h_1 + m_2 (\dot{v}_2 + h_2 \ddot{\theta}) h_2 + J_o \ddot{\theta} + J_1 \ddot{\theta} + J_2 \ddot{\theta} \quad (2.11)$$

$$\frac{\partial U}{\partial \theta} = K_o \theta \quad (2.12)$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{v}_o} \right) = m_o \ddot{v}_o \quad (2.13)$$

$$\frac{\partial U}{\partial v} = K_o v_o - K_1 (v_1 - v_o) \quad (2.14)$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\nu}_1} \right) = m_1 (\ddot{\nu}_1 + h_1 \ddot{\theta}) h_1 \quad (2.15)$$

$$\frac{\partial U}{\partial \nu_1} = K_1 (\nu_1 - \nu_0) - K_2 (\nu_2 - \nu_1) \quad (2.16)$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\nu}_2} \right) = m_2 (\ddot{\nu}_2 + h_2 \ddot{\theta}) h_2 \quad (2.17)$$

$$\frac{\partial U}{\partial \nu_2} = K_2 (\nu_2 - \nu_1) \quad (2.18)$$

Al aplicar la ecuación (2.10) a los diferentes grados de libertad del sistema, se obtiene:

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\theta}} \right) + \frac{\partial U}{\partial \theta} = 0$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\nu}_0} \right) + \frac{\partial U}{\partial \nu_0} = 0$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\nu}_1} \right) + \frac{\partial U}{\partial \nu_1} = 0$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\nu}_2} \right) + \frac{\partial U}{\partial \nu_2} = 0$$

(2.19)

Al sustituir las ecuaciones (2.11), (2.12), (2.13), (2.14), (2.15), (2.16), (2.17), (2.18) en el sistema (2.19), resulta:

$$m_1 (\ddot{\nu}_1 + h_1 \ddot{\theta}) h_1 + m_2 (\ddot{\nu}_2 + h_2 \ddot{\theta}) h_2 + J_0 \ddot{\theta} + J_1 \ddot{\theta} + J_2 \ddot{\theta} + K_0 \theta = 0$$

$$m_0 \ddot{\nu}_0 + K_0 \nu_0 - K_1 (\nu_1 - \nu_0) = 0$$

$$m_1 (\ddot{v}_1 + h_1 \ddot{\theta}) h_1 + K_1 (v_1 - v_0) - K_2 (v_2 - v_1) = 0$$

$$m_2 (\ddot{v}_2 + h_2 \ddot{\theta}) h_2 + K_2 (v_2 - v_1) = 0$$

Al reordenar las ecuaciones anteriores se tiene:

$$\begin{bmatrix} \sum J_i + \sum m_i h_i^2 & 0 & m_1 h_1 & m_2 h_2 \\ 0 & m_0 & 0 & 0 \\ m_1 h_1 & 0 & m_1 & 0 \\ m_2 h_2 & 0 & 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\theta} \\ \ddot{v}_0 \\ \ddot{v}_1 \\ \ddot{v}_2 \end{bmatrix} +$$

$$\begin{bmatrix} K_0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & (K_0 + K_1) & -K_1 & 0 \\ 0 & -K_1 & (K_1 + K_2) & -K_2 \\ 0 & 0 & K_2 & K_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_0 \\ v_1 \\ v_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

Se puede observar que las ecuaciones (2.9) y (2.20) son iguales su solución representa el movimiento del sistema en vibración libre.

2.1.2. - Dedución de las ecuaciones del movimiento al considerar un sistema coordinado referido a la posición deformada

originada por la rotación rígida de la cimentación.

Este sistema coordinado es el más usado actualmente para el análisis de interacción suelo-estructura, pues con él se generan matrices de masas y rigidez de fácil manejo computacional; sin embargo con este sistema sólo se obtienen como resultado desplazamientos relativos entre las masas del sistema, lo cual representa una desventaja en comparación con el sistema coordinado anterior. Considérese ahora el sistema de dos grados de libertad de la Figura 2.4.

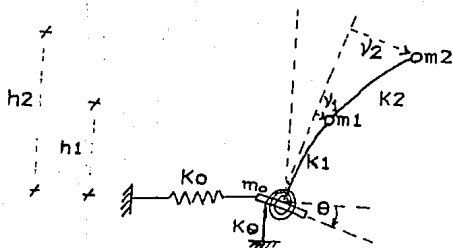


Fig 2.4

Configuración desplazada

Si se efectúa sumatoria de fuerzas en las masas m_0 , m_1 , m_2 y adicionalmente, sumatoria de momentos de todo el sistema, se

obtiene:

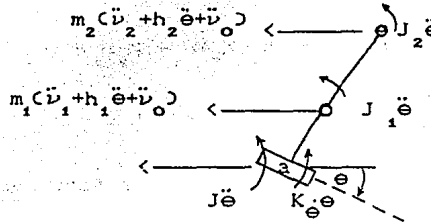
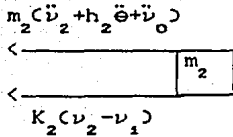
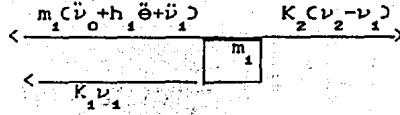
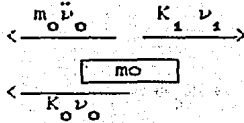


Fig. (2.4a)

Fuerzas de equilibrio

$$\overset{+}{\Sigma} FH_{m_0} = 0$$

$$m_0 \ddot{\nu}_0 + K_0 \nu_0 - K_1 \nu_1 = 0$$

$$\overset{+}{\Sigma} FH_{m_1} = 0$$

$$m_1 (\ddot{\nu}_0 + h_1 \ddot{\theta} + \ddot{\nu}_1) + K_1 \nu_1 - K_2 (\nu_2 - \nu_1) = 0$$

$$\overset{+}{\Sigma} FH_{m_2} = 0$$

$$m_2 (\ddot{\nu}_2 + h_2 \ddot{\theta} + \ddot{\nu}_0) + K_2 (\nu_2 - \nu_1) = 0$$

$$\overset{+}{\Sigma} M_a = 0$$

$$m_1 (\ddot{\nu}_1 + h_1 \ddot{\theta} + \ddot{\nu}_0) h_1 + m_2 (\ddot{\nu}_2 + h_2 \ddot{\theta} + \ddot{\nu}_0) h_2 + J_2 \ddot{\theta} + J_1 \ddot{\theta} + J_a \ddot{\theta} + K_e \theta = 0$$

Si se reordenan las ecuaciones resulta:

$$[\sum_0^2 J_i + \sum_1^2 m_i h_i^2] \ddot{\theta} + [\sum_1^2 m_i h_i] \ddot{\nu}_0 + m_1 h_1 \ddot{\nu}_1 + m_2 h_2 \ddot{\nu}_2 + K_\theta \theta = 0$$

$$m_0 \ddot{\nu}_0 + K_0 \nu_0 + m_1 (\ddot{\nu}_1 + h_1 \ddot{\theta} + \ddot{\nu}_0) + m_2 (\ddot{\nu}_2 + h_2 \ddot{\theta} + \ddot{\nu}_0) = 0$$

$$m_1 h_1 \ddot{\theta} + m_1 \ddot{\nu}_0 + m_1 \ddot{\nu}_1 + (K_1 + K_2) \nu_1 - K_2 \nu_2 = 0$$

$$m_2 h_2 \ddot{\theta} + m_2 \ddot{\nu}_0 + m_2 \ddot{\nu}_2 - K_2 \nu_1 + K_2 \nu_2 = 0$$

Al expresar las ecuaciones en forma matricial, se obtiene:

$$\begin{bmatrix} \sum_0^2 J_i + \sum_1^2 m_i h_i^2 & [\sum_1^2 m_i h_i] & m_1 h_1 & m_2 h_2 \\ [\sum_1^2 m_i h_i] & \sum_1^2 m_i & m_1 & m_2 \\ m_1 h_1 & m_1 & m_1 & 0 \\ m_2 h_2 & m_2 & 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\theta} \\ \ddot{\nu}_0 \\ \ddot{\nu}_1 \\ \ddot{\nu}_2 \end{bmatrix} +$$

$$+ \begin{bmatrix} K_\theta & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & (K_1 + K_2) & -K_2 \\ 0 & 0 & -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta \\ \nu_0 \\ \nu_1 \\ \nu_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

Si se aplica ahora, las ecuaciones de Lagrange (ec. 2.10) al sistema de la Figura (2.4), se tiene:

$$T = \frac{1}{2} m_0 \dot{\nu}_0^2 + \frac{1}{2} J_0 \dot{\theta}^2 + \frac{1}{2} m_1 (\dot{\nu}_0 + h_1 \dot{\theta} + \dot{\nu}_1)^2 + \frac{1}{2} J_1 \dot{\theta}^2 + \frac{1}{2} m_2 (\dot{\nu}_0 + h_2 \dot{\theta} + \dot{\nu}_2)^2 + \frac{1}{2} J_2 \dot{\theta}^2$$

$$U = \frac{1}{2} K_0 v_0^2 + \frac{1}{2} K_e e^2 + \frac{1}{2} K_1 v_1^2 + \frac{1}{2} K_2 (v_2 - v_1)^2$$

Al suponer que existen fuerzas generalizadas exteriores ($Q_i = 0$), resulta lo siguiente:

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\theta}} \right) = J_0 \ddot{\theta} + m_1 h_1 (\ddot{v}_0 + h_1 \ddot{\theta} + \ddot{v}_1) + J_1 \ddot{\theta} + m_2 h_2 (\ddot{v}_0 + h_2 \ddot{\theta} + \ddot{v}_2) + J_2 \ddot{\theta} \quad (2.22)$$

$$\frac{dU}{de} = K_e e \quad (2.23)$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{v}_0} \right) = m_0 \ddot{v}_0 + m_1 (\ddot{v}_0 + h_1 \ddot{\theta} + \ddot{v}_1) + m_2 (\ddot{v}_0 + h_2 \ddot{\theta} + \ddot{v}_2) \quad (2.24)$$

$$\frac{dU}{dv_0} = K_0 v_0 \quad (2.25)$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{v}_1} \right) = m_1 (\ddot{v}_0 + h_1 \ddot{\theta} + \ddot{v}_1) \quad (2.26)$$

$$\frac{dU}{dv_1} = K_1 v_1 - K_2 (v_2 - v_1) \quad (2.27)$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{v}_2} \right) = m_2 (\ddot{v}_0 + h_2 \ddot{\theta} + \ddot{v}_2) \quad (2.28)$$

$$\frac{dU}{dv_2} = K_2 (v_2 - v_1) \quad (2.29)$$

Al aplicar las ecuaciones (2.10) para los diferentes grado de libertad resulta:

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\theta}} \right) + \frac{\partial U}{\partial e} = 0 \quad (2.30)$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{v}_0} \right) + \frac{\partial U}{\partial v_0} = 0$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T_1}{\partial \dot{\nu}_1} \right) + \frac{\partial U}{\partial \nu_1} = 0 \quad (2.30)$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T_2}{\partial \dot{\nu}_2} \right) + \frac{\partial U}{\partial \nu_2} = 0$$

Si se sustituyen las ecuaciones (2.22), a (2.29) en (2.30), se obtiene:

$$\sum_{i=1}^2 [\Sigma J_i + \Sigma m_i h_i^2] \ddot{\theta} + [\Sigma m_i h_i] \ddot{\nu}_0 + m_1 h_1 \ddot{\nu}_1 + m_2 h_2 \ddot{\nu}_2 + K_\theta \theta = 0$$

$$\sum_{i=1}^2 [\Sigma m_i h_i] \ddot{\theta} + [\Sigma m_i] \ddot{\nu}_0 + m_1 \ddot{\nu}_1 + m_2 \ddot{\nu}_2 + K_0 \nu_0 = 0$$

$$m_1 h_1 \ddot{\theta} + m_1 \ddot{\nu}_0 + m_1 \ddot{\nu}_1 + (K_1 + K_2) \nu_1 - K_2 \nu_2 = 0$$

$$m_2 h_2 \ddot{\theta} + m_2 \ddot{\nu}_0 + m_2 \ddot{\nu}_2 - K_2 \nu_1 + K_2 \nu_2 = 0$$

Al escribir las ecuaciones en forma matricial, se tiene:

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^2 [\Sigma J_i + \Sigma m_i h_i^2] & [\Sigma m_i h_i] & m_1 h_1 & m_2 h_2 \\ \sum_{i=1}^2 [\Sigma m_i h_i] & [\Sigma m_i] & m_1 & m_2 \\ m_1 h_1 & m_1 & m_1 & 0 \\ m_2 h_2 & m_2 & 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\theta} \\ \ddot{\nu}_0 \\ \ddot{\nu}_1 \\ \ddot{\nu}_2 \end{bmatrix} +$$

$$\begin{bmatrix} K_0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & (K_1 + K_2) & -K_2 \\ 0 & 0 & -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e \\ v_0 \\ v_1 \\ v_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0. \\ 0. \\ 0. \\ 0. \end{bmatrix} \quad (2.31)$$

2.1.2.1. - Consideración del amortiguamiento en el análisis dinámico con interacción suelo estructura.

Para considerar el amortiguamiento en un sistema dinámico con dos grados de libertad, este se idealizará con amortiguadores viscosos en los sistemas de entrepiso C_1 y C_2 , C_0 y C_e ; representan los amortiguamientos del suelo. Para aclarar lo antes expuesto véase la figura (2.5).

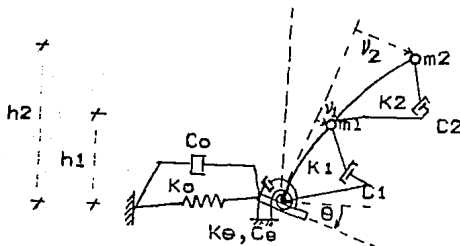


Figura (2.5)

Sistema amortiguado con dos grados de libertad

Si se aplica la condición de equilibrio dinámico en las masas de la figura anterior, se obtiene:

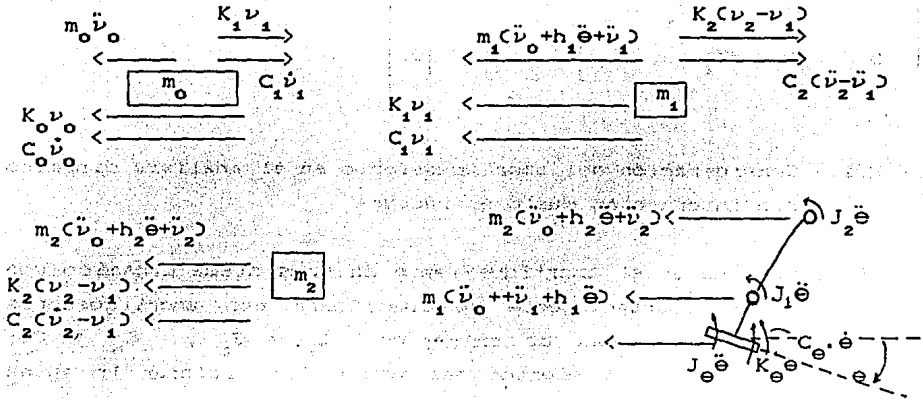


Fig. (2.6)

Fuerzas de equilibrio en el sistema amortiguado

$$\sum F_{H_0} = 0$$

$$m_0 \ddot{v}_0 + C_0 \dot{v}_0 - c_1 \dot{v}_1 + K_0 v_0 - K_1 v_1 = 0$$

$$\sum F_{H_1} = 0$$

$$m_1 h_1 \ddot{\theta} + m_1 \ddot{v}_0 + m_1 \ddot{v}_1 + (c_1 + c_2) \dot{v}_1 - c_2 \dot{v}_2 + (K_1 + K_2) v_1 - K_2 v_2 = 0$$

$$\sum F_{H_2} = 0$$

$$m_2 h_2 \ddot{\theta} + m_2 \ddot{v}_0 + m_2 \ddot{v}_2 - c_2 \dot{v}_1 + c_2 \dot{v}_2 - K_2 v_1 + K_2 v_2 = 0$$

$$\sum M_0 = 0$$

$$[\sum_1^2 J_i + \sum_1^2 m_i h_i^2] \ddot{\theta} + [\sum_1^2 m_i h_i] \ddot{v}_0 + m_1 h_1 \ddot{v}_1 + m_2 h_2 \ddot{v}_2 + C_e \dot{\theta} + K_e \theta = 0$$

Al saber que:

$$-(C_1 \dot{v}_1 + K_1 v_1) = m_1 (\ddot{v}_0 + \ddot{v}_1 + h_1 \ddot{\theta}) + m_2 (\ddot{v}_0 + \ddot{v}_2 + h_2 \ddot{\theta})$$

Las ecuaciones anteriores, se pueden escribir como:

$$\begin{bmatrix} [\sum_1^2 J_i + \sum_1^2 m_i h_i^2] & [\sum_1^2 m_i h_i] & m_1 h_1 & m_2 h_2 \\ [\sum_1^2 m_i h_i] & [\sum_1^2 m_i] & m_1 & m_2 \\ m_1 h_1 & m_1 & m_1 & 0 \\ m_2 h_2 & m_2 & 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\theta} \\ \ddot{v}_0 \\ \ddot{v}_1 \\ \ddot{v}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & (C_1 + C_2) & -C_2 \\ 0 & 0 & -C_2 & C_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\theta} \\ \dot{v}_0 \\ \dot{v}_1 \\ \dot{v}_2 \end{bmatrix} +$$

$$\begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & (K_1 + K_2) & -K_2 \\ 0 & 0 & -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta \\ v_0 \\ v_1 \\ v_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

que representan a las ecuaciones de equilibrio dinámico del sistema de dos masas de la fig. 2.5, cuando vibran libremente, sin ningún excitador.

CAPÍTULO III
ECUACIONES DEL MOVIMIENTO QUE CONSIDERAN INTERACCIÓN
SUELO-ESTRUCTURA EN PÓRTICOS ESPACIALES ORTOGONALES

Para deducir las ecuaciones generales del movimiento para marcos espaciales, se escogerá un pórtico espacial de dos niveles, en el cual se supondrá que los entrepisos representan diafragmas rígidos y a su vez, el pórtico espacial estará formado por cuatro marcos planos de diferente rigidez, en los cuales se acepta amortiguamiento nulo. Además, se supondrá que la base es infinitamente rígida, con 5 grados de libertad asociados al movimiento del suelo (no se considerará el movimiento vertical del suelo). Para ilustrar lo antes expuesto, véase la figura (3.1)

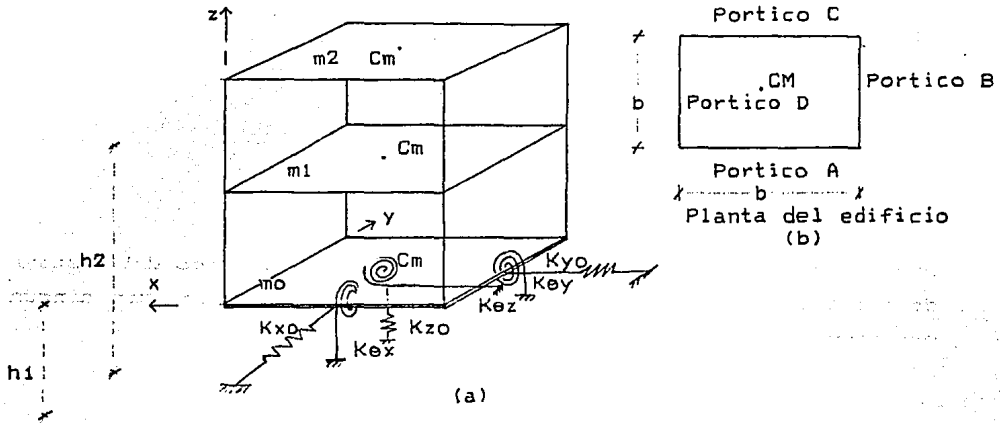


Fig 3.1
Pórtico espacial de dos pisos
con interacción suelo-estructura

3.1- Deducción de las ecuaciones del movimiento para un pórtico espacial de dos niveles.

Para deducir las ecuaciones del movimiento, se utilizarán las ecuaciones de Lagrange, para representar los distintos movimientos que se considerarán en el sistema, mostrados en la figura 3.2

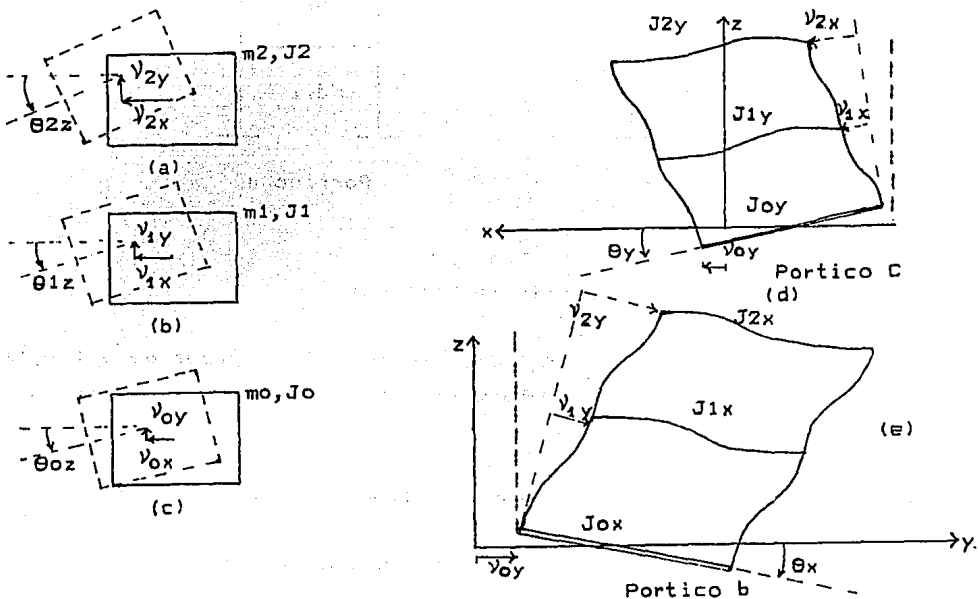


Fig 3.2

Desplazamiento del sistema tridimensional

Además se supondrá que se conocen la rigideces de entrepiso de los marcos planos, como se muestra en la figura (3.3).

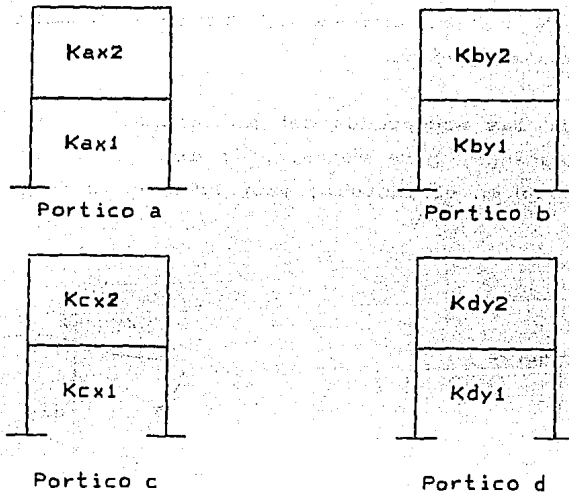


Fig 3.3
Sistema de Pórticos

Donde: K_{axi} , K_{cxi} , K_{byi} , K_{dyi} representan la rigidez de entrepiso de pórticos a, c, b, d en la dirección x,x,y,y para el piso i.

m_i , masa total del piso i

h_i , altura del piso i

v_{ix} , desplazamiento del piso i respecto a la base en dirección x.

v_{iy} , desplazamiento del piso i respecto a la base en dirección y

θ_{iz} , rotación del piso i con respecto a la base en z

J_{iz} , inercia rotacional a torsión en z

J_{ix} , inercia rotacional en x

J_{iy} , inercia rotacional en y

$K_{\theta_x}, K_{\theta_y}$: rigidez angular del suelo en las direcciones θ_x, θ_y .
 K_{o_x}, K_{o_y} : rigidez traslacional del suelo en las direcciones x, y
 K_{θ_z} : rigidez torsional del suelo

Para el cálculo de las ecuaciones del movimiento, la energía cinética (T) y la energía potencial (U) se expresan como:

$$\begin{aligned}
 T = & \frac{1}{2} m_o \dot{v}_{o_x}^2 + \frac{1}{2} m_o \dot{v}_{o_y}^2 + \frac{1}{2} J_{o_z} \dot{\theta}_{o_z}^2 + \frac{1}{2} J_{o_y} \dot{\theta}_y^2 + \frac{1}{2} J_{o_x} \dot{\theta}_x^2 + \frac{1}{2} J_{1y} \dot{\theta}_y^2 + \frac{1}{2} J_{2y} \dot{\theta}_y^2 \\
 & + \frac{1}{2} J_{o_x} \dot{\theta}_x^2 + \frac{1}{2} J_{1x} \dot{\theta}_x^2 + \frac{1}{2} J_{2x} \dot{\theta}_x^2 + \frac{1}{2} m_1 (\dot{v}_{o_x} + h_1 \dot{\theta}_y + \dot{v}_{1x})^2 + \frac{1}{2} m_1 (\dot{v}_{o_y} + h_1 \dot{\theta}_x + \dot{v}_{1y})^2 \\
 & + \frac{1}{2} J_{1z} (\dot{\theta}_{o_z} + \dot{\theta}_{1z})^2 + \frac{1}{2} m_2 (\dot{v}_{o_y} + h_2 \dot{\theta}_x + \dot{v}_{2y})^2 + \frac{1}{2} m_2 (\dot{v}_{o_x} + h_2 \dot{\theta}_y + \dot{v}_{2x})^2 \\
 & + \frac{1}{2} J_{2z} (\dot{\theta}_{o_z} + \dot{\theta}_{2z})^2 \\
 U = & \frac{1}{2} K_{x_o} v_{x_o}^2 + \frac{1}{2} K_{y_o} v_{y_o}^2 + \frac{1}{2} K_{\theta_x} \theta_x^2 + \frac{1}{2} K_{\theta_y} \theta_y^2 + \frac{1}{2} K_{\theta_z} \theta_z^2 \\
 & + \frac{1}{2} K_{c_{x1}} (v_{1x} + e \frac{b}{1z2})^2 + \frac{1}{2} K_{a_{x1}} (v_{1x} - e \frac{b}{1z2})^2 + \frac{1}{2} K_{b_{y1}} (v_{1y} + e \frac{b}{1z2})^2 \\
 & + \frac{1}{2} K_{d_{y1}} (v_{1y} - e \frac{b}{1z2})^2 \\
 & + \frac{1}{2} K_{c_{x2}} (v_{2x} + e \frac{b}{2z2} - (v_{1x} + e \frac{b}{1z2}))^2 + \frac{1}{2} K_{b_{y2}} (v_{2y} + e \frac{b}{2z2} - (v_{1y} + e \frac{b}{1z2}))^2 \\
 & + \frac{1}{2} K_{a_{x2}} (v_{2x} - e \frac{b}{2z2} - (v_{1x} + e \frac{b}{1z2}))^2 + \frac{1}{2} K_{d_{y2}} (v_{2y} + e \frac{b}{2z2} - (v_{1y} - e \frac{b}{1z2}))^2
 \end{aligned}$$

Al aplicar la ecuación (2.10), a las ecuaciones anteriores, y al ordenar la parte inercial en forma matricial (ver apéndice A, inciso A.1), se obtiene la siguiente matriz de masas.

\ddot{e}_x	\ddot{v}_{oy}	\ddot{e}_y	\ddot{v}_{ox}	\ddot{e}_{oz}	\ddot{v}_{1x}	\ddot{v}_{2x}	\ddot{v}_{1y}	\ddot{v}_{2y}	\ddot{e}_{1z}	\ddot{e}_{2z}	
$\sum_1^2 J_{ix}^2 + \sum_1^2 m_i h_i^2$	$\sum_1^2 m_i h_i^2$	0	0	0	0	0	$m_1 h_{11}$	$m_2 h_{21}$	0	0	\ddot{e}_x
$\sum_1^2 m_i h_i^2$	$\sum_1^2 m_i$	0	0	0	0	0	m_1	m_2	0	0	\ddot{v}_{oy}
0	0	$\sum_1^2 J_{iy}^2 + \sum_1^2 m_i h_i^2$	$\sum_1^2 m_i h_i^2$	0	$m_1 h_{11}$	$m_2 h_{21}$	0	0	0	0	\ddot{e}_y
0	0	$\sum_1^2 m_i h_i^2$	$\sum_1^2 m_i$	0	m_1	m_2	0	0	0	0	\ddot{v}_{ox}
0	0	0	0	$\sum_1^2 J_{iz}^2$	0	0	0	0	J_{1z}	J_{2z}	\ddot{e}_{oz} (3.1)
0	0	$m_1 h_{11}$	m_1	0	m_1	0	0	0	0	0	\ddot{v}_{1x}
0	0	$m_2 h_{21}$	m_2	0	0	m_2	0	0	0	0	\ddot{v}_{2x}
$m_1 h_{11}$	m_1	0	0	0	0	0	m_1	0	0	0	\ddot{v}_{1y}
$m_2 h_{21}$	m_2	0	0	0	0	0	0	m_2	0	0	\ddot{v}_{2y}
0	0	0	0	J_{1z}	0	0	0	0	J_{1z}	0	\ddot{e}_{1z}
0	0	0	0	J_{2z}	0	0	0	0	0	J_{2z}	\ddot{e}_{2z}

En esta representación, se observa que en las últimas seis filas y seis columnas, se encuentra la matriz de masas asociada al pórtico empotrado en la base, y las primeras 5 filas y columnas corresponden a la interacción suelo estructura. Al considerar los términos de las ecuaciones de Lagrange, correspondiente a la matriz de rigidez del sistema ($\partial U / \partial v_i$) (ver apéndice A sección A.2), la matriz de rigidez \bar{K} , se puede escribir como:

$$\begin{bmatrix}
 K_{\theta x} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & K_{y0} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & K_{\theta y} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & K_{x0} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & K_{\theta z} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{x11} & K_{x12} & 0 & 0 & K_{x\theta11} & K_{x\theta12} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{x12} & K_{x22} & 0 & 0 & K_{x\theta12} & K_{x\theta22} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{y11} & K_{y12} & K_{y\theta11} & K_{y\theta12} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{y12} & K_{y22} & K_{y\theta12} & K_{y\theta22} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{x\theta11} & K_{x\theta12} & K_{y\theta11} & K_{y\theta12} & K_{\theta11} & K_{\theta12} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{x\theta12} & K_{x\theta22} & K_{y\theta12} & K_{y\theta22} & K_{\theta12} & K_{\theta22}
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 e_x \\
 v_{oy} \\
 e_y \\
 v_{ox} \\
 e_{oz} \\
 v_{1x} \\
 v_{2x} \\
 v_{1y} \\
 v_{2y} \\
 e_{1z} \\
 e_{2z}
 \end{bmatrix}
 \quad (3.2)$$

Donde:

$$K_{x11} = K_{cx1} K_{ax1} + K_{cx2} + K_{ax2}$$

$$K_{x12} = -(K_{cx2} + K_{ax2})$$

$$K_{x22} = K_{cx2} + K_{ax2}$$

$$K_{y11} = K_{by1} + K_{dy1} + K_{by2} + K_{dy2}$$

$$K_{y12} = -(K_{by2} + K_{dy2})$$

$$K_{y22} = K_{by2} + K_{dy2}$$

$$K_{\theta11} = K_{cx1} (b/2)^2 + K_{ax1} (b/2)^2 + K_{by1} (b/2)^2 + K_{dy1} (b/2)^2 + K_{cx2} (b/2)^2 +$$

$$K_{by2} (b/2)^2 + K_{ax2} (b/2)^2 + K_{dy2} (b/2)^2$$

$$K_{\theta12} = -(K_{cx2} (b/2)^2 + K_{by2} (b/2)^2 + K_{ax2} (b/2)^2 + K_{dy2} (b/2)^2)$$

$$K_{\theta22} = K_{cx2} (b/2)^2 + K_{by2} (b/2)^2 + K_{ax2} (b/2)^2 + K_{dy2} (b/2)^2$$

$$K_{x\theta11} = K_{cx1} (b/2) - K_{ax1} (b/2) + K_{cx2} (b/2) - K_{ax2} (b/2)$$

$$K_{x\theta12} = -K_{cx2} (b/2) + K_{ax2} (b/2)$$

$$K_{x\theta22} = K_{cx2} (b/2) - K_{ax2} (b/2)$$

$$K_{y\theta 11} = K_{by1}(b/2) - K_{dy1}(b/2) + K_{by2}(b/2) - K_{dy2}(b/2)$$

$$K_{y\theta 12} = -K_{by2}(b/2) - K_{dy2}(b/2)$$

$$K_{y\theta 22} = K_{by2}(b/2) - K_{dy2}(b/2)$$

Las matrices de rigidez en la dirección x, y, θ del pórtico correspondiente a las figuras 3.1 y 3.3, son respectivamente.

$$\bar{K}_x = \text{Matriz de rigidez en } x = \begin{bmatrix} K_{x11} & K_{x12} \\ K_{x12} & K_{x22} \end{bmatrix}$$

(3.3)

$$\bar{K}_y = \text{Matriz de rigidez en } y = \begin{bmatrix} K_{y11} & K_{y12} \\ K_{y12} & K_{y22} \end{bmatrix}$$

$$\bar{K}_\theta = \text{Matriz de rigidez a torsión en } \theta = \begin{bmatrix} K_{\theta 11} & K_{\theta 12} \\ K_{\theta 12} & K_{\theta 22} \end{bmatrix}$$

Al calcular las matrices de rigidez de los pórticos de la figura (3.3), resulta:

$$\bar{K} \text{ p\acute{o}rtico a} = \begin{bmatrix} (K_{ax1} + K_{ax2}) & -K_{ax2} \\ -K_{ax2} & K_{ax2} \end{bmatrix}$$

$$\bar{K} \text{ p\acute{o}rtico b} = \begin{bmatrix} (K_{by1} + K_{by2}) & -K_{by2} \\ -K_{by2} & K_{by2} \end{bmatrix}$$

(3.4)

$$\bar{K} \text{ p\acute{o}rtico c} = \begin{bmatrix} (K_{cx1} + K_{cx2}) & -K_{cx2} \\ -K_{cx2} & K_{cx2} \end{bmatrix}$$

$$\bar{K} \text{ p\acute{o}rtico d} = \begin{bmatrix} (K_{dy1} + K_{dy2}) & -K_{dy2} \\ -K_{dy2} & K_{dy2} \end{bmatrix}$$

Se puede observar que:

$$\bar{K}_x = \Sigma \bar{K}_{xi} = \bar{K} \text{ p\acute{o}rtico a} + \bar{K} \text{ p\acute{o}rtico c} =$$

$$\begin{bmatrix} (K_{ax1} + K_{ax2} + K_{cx1} + K_{cx2}) & -(K_{ax2} + K_{cx2}) \\ -(K_{ax2} + K_{cx2}) & (K_{ax2} + K_{cx2}) \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

$$\bar{K}_y = \Sigma \bar{K}_{yi} = \bar{K} \text{ p\acute{o}rtico-b} + \bar{K} \text{ p\acute{o}rtico-d} =$$

$$\begin{bmatrix} (K_{by1} + K_{by2} + K_{dy1} + K_{dy2}) & -(K_{by2} + K_{dy2}) \\ -(K_{by2} + K_{dy2}) & (K_{by2} + K_{dy2}) \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

$$\bar{K}_e = \begin{bmatrix} -b/2 & 0 \\ 0 & -b/2 \end{bmatrix} \left[\bar{K}_{\text{p\acute{o}rtico-a}} \right] \begin{bmatrix} b/2 & 0 \\ 0 & b/2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} b/2 & 0 \\ 0 & b/2 \end{bmatrix} \left[\bar{K}_{\text{p\acute{o}rtico-b}} \right]$$

$$\begin{bmatrix} b/2 & 0 \\ 0 & b/2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} b/2 & 0 \\ 0 & b/2 \end{bmatrix} \cdot \left[\bar{K}_{\text{pórtico-c}} \right] \cdot \begin{bmatrix} b/2 & 0 \\ 0 & b/2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -b/2 & 0 \\ 0 & -b/2 \end{bmatrix} \\ \cdot \left[\bar{K}_{\text{pórtico-d}} \right] \cdot \begin{bmatrix} -b/2 & 0 \\ 0 & -b/2 \end{bmatrix}$$

Al sustituir las matrices de los pórticos a, b, c y d, resulta:

$$\bar{K}_e = \begin{bmatrix} -b/2 & 0 \\ 0 & -b/2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} (K_{ax1} + K_{ax2}) & -K_{ax2} \\ -K_{ax2} & K_{ax2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -b/2 & 0 \\ 0 & -b/2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} b/2 & 0 \\ 0 & b/2 \end{bmatrix} \cdot \\ \begin{bmatrix} (K_{by1} + K_{by2}) & -K_{by2} \\ -K_{by2} & K_{by2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} b/2 & 0 \\ 0 & b/2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} b/2 & 0 \\ 0 & b/2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} (K_{cx1} + K_{cx2}) & -K_{cx2} \\ -K_{cx2} & K_{cx2} \end{bmatrix} \cdot \\ \begin{bmatrix} b/2 & 0 \\ 0 & b/2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -cb/2 & 0 \\ 0 & -b/2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} (K_{dy1} + K_{dy2}) & -K_{dy2} \\ -K_{dy2} & K_{dy2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -b/2 & 0 \\ 0 & -b/2 \end{bmatrix} \\ \left[\begin{matrix} (K_{ax1} + K_{ax2} + K_{by1} + K_{by2} + K_{cx1} K_{cx2} + K_{dy1} K_{dy2})(b/2)^2 - (K_{ax2} + K_{by2} + K_{cx2} + K_{dy2}) \\ (b/2)^2 - K_{ax2} + K_{by2} + K_{cx2} - K_{dy2} \end{matrix} \right] (b/2)^2 (K_{ax2} + K_{by2} + K_{cx2} + K_{dy2}) (b/2)^2 \quad (3.7)$$

Así mismo, es posible demostrar que:

$$\bar{K}_{xe} = \left[\bar{K}_{\text{pórtico a}} \right] \begin{bmatrix} -b/2 & 0 \\ 0 & -b/2 \end{bmatrix} + \left[\bar{K}_{\text{pórtico c}} \right] \cdot \begin{bmatrix} b/2 & 0 \\ 0 & b/2 \end{bmatrix} \\ = \begin{bmatrix} (K_{ax1} + K_{ax2}) & -K_{ax2} \\ -K_{ax2} & K_{ax2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -b/2 & 0 \\ 0 & -b/2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} (K_{cx1} + K_{cx2}) & -K_{cx2} \\ -K_{cx2} & K_{cx2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} b/2 & 0 \\ 0 & b/2 \end{bmatrix} \\ = \begin{bmatrix} (K_{cx1} + K_{cx2} - K_{ax1} - K_{ax2})b/2 & -(K_{cx2} - K_{ax2})b/2 \\ -(K_{cx2} - K_{ax2})b/2 & -(K_{cx2} - K_{ax2}) \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

$$\begin{aligned} \bar{K}_{ye} &= \left[\bar{K}_{\text{pórtico } b} \right] \cdot \begin{bmatrix} b/2 & 0 \\ 0 & b/2 \end{bmatrix} + \left[\bar{K}_{\text{pórtico } d} \right] \begin{bmatrix} -b/2 & 0 \\ 0 & -b/2 \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} (K_{by1} + K_{by2}) & -K_{by2} \\ -K_{by2} & K_{by2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} b/2 & 0 \\ 0 & b/2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} (K_{dy1} + K_{dy2}) & -K_{dy2} \\ -K_{dy2} & K_{dy2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -b/2 & 0 \\ 0 & -b/2 \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} (K_{by1} + K_{by2} - K_{dy1} - K_{dy2})b/2 & -(K_{by2} - K_{dy2})b/2 \\ -(K_{by2} - K_{dy2})b/2 & (K_{by2} - K_{dy2})b/2 \end{bmatrix} \quad (3.9) \end{aligned}$$

Así, en la matriz (3.2), las primeras 5 filas y columnas corresponden a los grados de libertad de interacción suelo estructura y las últimas seis filas y columnas, corresponden a la matriz de rigidez espacial del pórtico empotrado en la base; esta depende principalmente de las matrices de rigidez de los pórticos planos del edificio. Además, se puede observar en las ecuaciones (3.8) y (3.9) que al existir simetría de rigidez en la dirección x, y en la dirección y, con excentricidades de los pórticos respecto al centro de masas también simétricas, entonces, la matriz de rigidez espacial queda desacoplada, puesto que K_{xe} (ecuación 3.8) y K_{ye} (ecuación 3.9) son nulas. Esto indica que los movimientos en x, y, e serán independientes y, se podrá analizar cada dirección por separado.

Para un pórtico espacial cualquiera, las ecuaciones del movimiento se obtienen por la unión de las matrices (3.1) y (3.2),

para establecer la ecuación que controla el movimiento libre de la estructura

$$\bar{M}_0 \ddot{D} + \bar{K}_0 D = 0$$

\bar{M}_0 y \bar{K}_0 , representan la matriz de masa y rigidez cuando se considera interacción suelo estructura. En el capítulo IV, se verá como se puede obtener la matriz de rigidez de un pórtico espacial, con un número N de pisos, al considerar los entrepisos infinitamente rígidos a torsión.

CAPÍTULO IV

CÁLCULO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ REDUCIDA

En este capítulo, se presenta el cálculo de la matriz de rigidez reducida para marcos planos y espaciales empotrados en la base ; en estos últimos se considerará que los entrepisos son infinitamente rígidos a torsión. La matriz de rigidez reducida es necesaria para realizar un análisis dinámico con interacción suelo-estructura. A continuación se presentan dos métodos para obtener la matriz de rigidez lateral reducida de un pórtico plano y un método para obtenerla en el espacio.

4.1.- Matriz de rigidez lateral reducida de un marco plano:

Existen dos formas básicas de obtener la matriz de rigidez de un pórtico plano: la primera se basa en la obtención de la matriz de rigidez total del pórtico, para luego, mediante procedimientos matriciales, condensar todos los grados de libertad del pórtico en los grados traslacionales mas importantes para describir el movimiento del marco. Este método tiene un inconveniente de calculo ya que se trabaja con matrices muy grandes. El segundo método, se basa en la obtención directa de la matriz de flexibilidad del pórtico correspondiente a los grados de libertad traslacionales por piso, para invertirla y obtener así la matriz de rigidez lateral del pórtico. A continuación se presenta una breve explicación de los métodos antes mencionados.

4.1.1.- Método basado en la matriz de rigidez global del pórtico

Este método se basa en el siguiente procedimiento para la obtención de la matriz de rigidez reducida: a) se enumeran los nodos de la estructura, de manera que los primeros nodos de la estructura correspondan a los grados de libertad traslacionales considerados del pórtico; b) se numeran las vigas de abajo hacia arriba, como se muestra en la figura 4.1 (referencia 16); c) se numeran las columnas de abajo hacia arriba.

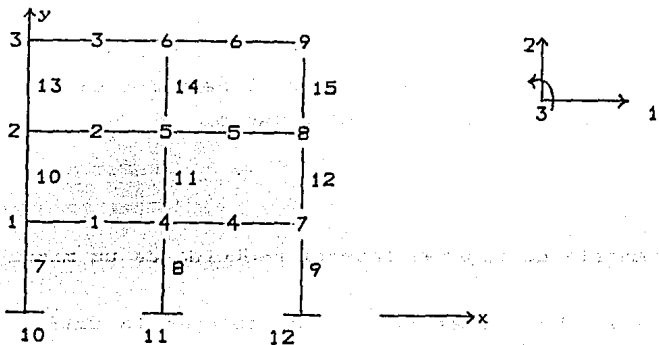


Fig 4.1

Numeración del pórtico

Al numerar así la estructura, las primeras filas de la matriz de rigidez global corresponden a los primeros nudos de la estructura. Se procede a tomar la primera fila de la matriz de rigidez global, se coloca al final de ella y se recorren las filas de abajo hacia arriba; seguidamente, se toma la primera fila del segundo nodo (4a. fila de la matriz global), se coloca al final de la matriz y se recorren las filas; este proceso se realiza hasta agotar todos los grado de libertad traslacionales de la estructura.

Se repite el procedimiento para las columnas de la matriz de rigidez global de la estructura (K). Una vez terminado el procedimiento de ubicación de los grados de libertad

translacionales. la matriz de rigidez queda definida por:

$$\begin{bmatrix} \bar{A}_{11} & \bar{A}_{12} \\ \text{(N-NGL)} \times \text{(N-NGL)} & \text{(N-NGL)} \times \text{N} \\ \text{---} & \text{---} \\ \bar{A}_{21} & \bar{A}_{22} \\ \text{NGL} \times \text{(N-NGL)} & \text{NGL} \times \text{NGL} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Y_1 \\ \Theta_1 \\ Y_2 \\ \Theta_2 \\ \vdots \\ X_1 \\ Y_1 \\ \Theta_1 \\ Y_2 \\ \Theta_2 \\ \vdots \\ X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} r_1 \\ \vdots \\ D_1 \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

Donde

\bar{A}_{11} = grados de libertad asociados a los grados de libertad translacionales de la estructura.

\bar{A}_{21} = grados de libertad asociados a los grados de libertad restantes de la estructura.

N = número de ecuaciones totales generadas en la estructura

NGL = número de grados de libertad de la estructura.

Ahora, para establecer en forma matricial la condición de la estructura sin carga se obtiene:

$$\bar{A}_{11} \bar{r} + \bar{A}_{12} \bar{D} = 0 \quad (4.2)$$

$$\bar{A}_{21} \bar{r} + \bar{A}_{22} \bar{D} = 0 \quad (4.3)$$

De la ecuación (4.2), se puede expresar \bar{r} como:

$$\bar{r} = -\bar{A}_{11}^{-1} \cdot \bar{A}_{12} \bar{D} \quad (4.4)$$

Al substituir la ecuación (4.4) en la ecuación (4.3), resulta:

$$(-\bar{A}_{21} \bar{A}_{11}^{-1} \bar{A}_{12} + \bar{A}_{22}) \bar{D} = 0 \quad (4.5)$$

Por tanto, la matriz de rigidez lateral se obtiene como:

$$\bar{K}_{LATERAL} = (-\bar{A}_{21} \bar{A}_{11}^{-1} \bar{A}_{12} + \bar{A}_{22}) \quad (4.6)$$

Donde, $\bar{K}_{LATERAL}$ representa la matriz de rigidez lateral reducida del pórtico.

4.1.2.- Método basado en la matriz de flexibilidad del pórtico

En este inciso se presenta la obtención de la matriz de flexibilidad lateral reducida de un pórtico plano, mediante un análisis matricial. (ver ref 4).

4.1.2.1.- Matriz de flexibilidad lateral reducida

La matriz de flexibilidad lateral reducida es aquella que relaciona fuerzas horizontales con desplazamientos horizontales según:

$$\bar{r} = \bar{F} \cdot \bar{R} \quad (4.7)$$

donde

\bar{r} = vector de desplazamientos horizontales

\bar{F} = Matriz de flexibilidad reducida

\bar{R} = Vector de fuerzas horizontales

La i -ésima columna de \bar{F} representa los desplazamientos horizontales de todos los pisos del pórtico, cuando una carga unitaria actúa en el i -ésimo nivel. Esto se ilustra en el pórtico de 3 pisos mostrado en la figura 4.2.

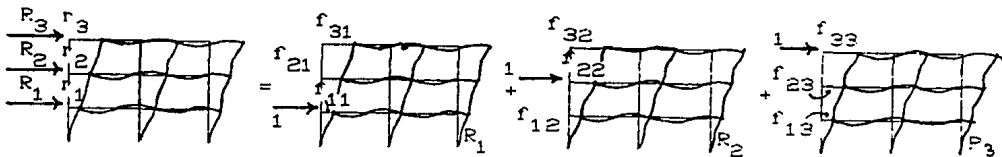


Fig 4.2
Pórtico sometido a carga lateral

Al aplicar el principio de superposición a los pórticos de la figura 5, se tiene:

$$\begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

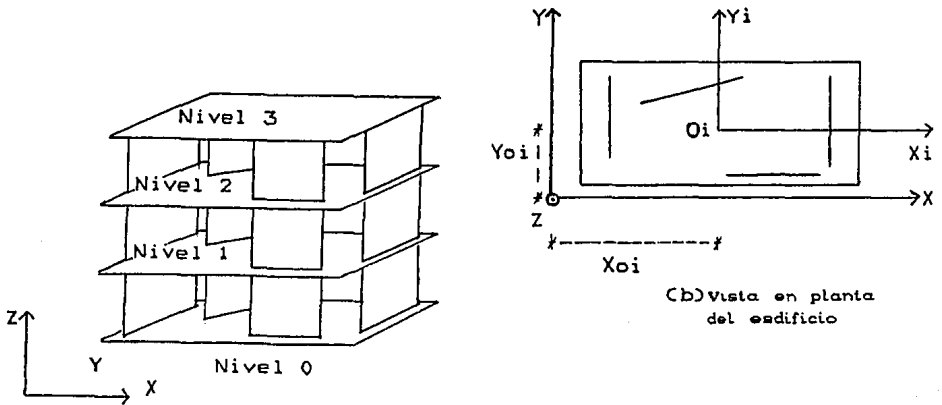
donde los términos f_{ij} representan los coeficientes de la matriz de flexibilidad. La ecuación 4.8 representa la ecuación (4.7) en forma expandida. La matriz de flexibilidad lateral resulta una matriz simétrica, como consecuencia de la aplicación de la ley de Maxwell. Los coeficientes de flexibilidad satisfacen:

$$f_{ij} = f_{ji} \quad \forall i, j \quad (4.9)$$

Para obtener la matriz de flexibilidad lateral de un pórtico, se utiliza en este trabajo un método matricial, con el cual se obtienen los desplazamientos laterales mediante un proceso secuencial para formar la matriz de flexibilidad. Conocida esta matriz se invierte, y se obtiene así la matriz de rigidez reducida que interesa (ref 17).

4.2.- Matriz de rigidez espacial reducida de un marco

Se considera una estructura espacial (Fig. 4.3) formada por miembros que son subestructuras planas (pórticos, muros o similares) conectados en los niveles 1 al n por diafragmas rígidos (centrepiso o placas) en su plano; transversalmente se consideran infinitamente flexibles (ref 5)



(a) Edificio con subestructuras planas

(b) Vista en planta del edificio

Fig 4.3
Idealización de un edificio

Las subestructuras se suponen vinculadas en el nivel cero mediante empotramiento perfecto y/o articulaciones fijas. Las coordenadas x , y , z , constituyen un sistema general de referencia para toda la subestructura. En cada diafragma rígido o entrepiso (paralelos al plano x , y) se toman ejes particulares de referencia x_i , y_i , z_i , (véase la Fig. 4.3b) con origen en un punto arbitrario o_i (por facilidad generalmente, se toma o_i en los cálculos como el centro de masa del entrepiso). Las solicitaciones se limitan a cargas aplicadas en el plano de los entrepisos, y se acepta que cada uno de ellos tiene 3 grados de libertad (transversalmente tiene infinitos grados de libertad). La idealización propuesta supone a la estructura de edificio como un conjunto de subestructuras planas verticales independientes, (fig 4.3b) conectadas únicamente por diafragmas horizontales o entrepisos infinitamente rígidos en su plano. En las estructuras reales, las subestructuras pueden estar conectadas entre sí, como en el caso de sistemas de pórticos en diferentes direcciones con columnas comunes.

La hipótesis propuesta no considera la compatibilidad en las deformaciones axiales de dichas columnas, lo que resulta ser la limitación mas importante en la idealización propuesta. La presencia de momentos torsores y/o flectores adicionales, producidas por la interacción entre vigas de diferentes pórticos, es menor ya que la hipótesis de diafragmas rígidos, constituye una aproximación al comportamiento de los entrepisos.

Se plantea a continuación una solución al problema de conocer el movimiento de un edificio mediante el método de los desplazamientos.

4.2.1.- Sistema de coordenadas para referir fuerzas y desplazamientos

La estructura espacial tiene $3 \times N$ grados de libertad, donde N representa el número de pisos y los vectores de cargas \bar{Q} y desplazamientos q , se organizarán de la siguiente manera (ver figura 4.4)

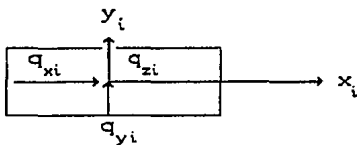


Fig. 4.4

Desplazamientos en un entrepiso genérico 1

Figura 4.4

$$q_i = \begin{bmatrix} q_{x1} \\ q_{x2} \\ \vdots \\ q_{xn} \\ \hline q_{y1} \\ q_{y2} \\ \vdots \\ q_{yn} \\ \hline q_{z1} \\ q_{z2} \\ \vdots \\ q_{zn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} q_x \\ q_y \\ q_z \end{bmatrix} ; \quad Q_i = \begin{bmatrix} Q_{x1} \\ Q_{x2} \\ \vdots \\ Q_{xn} \\ \hline Q_{y1} \\ Q_{y2} \\ \vdots \\ Q_{yn} \\ \hline Q_{z1} \\ Q_{z2} \\ \vdots \\ Q_{zn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_x \\ Q_y \\ Q_z \end{bmatrix}$$

Para cada subestructura las fuerzas "P" y las deformaciones "p"

se identifican como se ilustra en la fig. 4.5

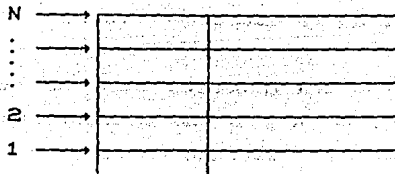


Fig. 4.5
Sistema $\bar{P}^{(j)} - \bar{p}^{(j)}$
marco genérico j

Para un marco genérico "j", sea $\bar{K}^{(j)}$ la matriz de rigidez lateral reducida de dicho marco, tal que

$$\bar{P}^{(j)} = \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{p}^{(j)} \quad (4.10)$$

Para conjuntar, la matriz de rigidez que representa a toda la estructura espacial, formada por todos los marcos (m porticos en total), se puede escribir como:

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} \cdot & & & \\ & \cdot & & \\ & & \bar{K}^{(j)} & \\ & & & \cdot \end{bmatrix} ; j = 1, 2, \dots, m \quad (4.10a)$$

Para el marco de la figura 4.5, el número de grados de libertad total es mucho mayor que el número de pisos "N", y la determinación de $\bar{K}^{(j)}$ (matriz de rigidez lateral reducida) se consigue con los procedimientos vistos en las secciones 4.1.1. y 4.1.2.

4.2.2. - Matriz de rigidez de la estructura espacial K:

Sea "j" una subestructura genérica cuya ubicación en planta está definida por los puntos A y B (no necesariamente los puntos extremos) los cuales también definen el sentido positivo de las fuerzas y desplazamientos correspondientes a dicha subestructura por su proyección sobre el vector AB (ver Figura 4.6). Ahora, si se conocen las coordenadas $X_A^{(j)}$, $Y_A^{(j)}$, $X_B^{(j)}$, $Y_B^{(j)}$ y la posición del centro de masas de cada uno de los pisos de la estructura espacial (X_0, Y_0) , entonces el ángulo $\alpha^{(j)}$ que representa la inclinación de la subestructura "j" queda definido por:

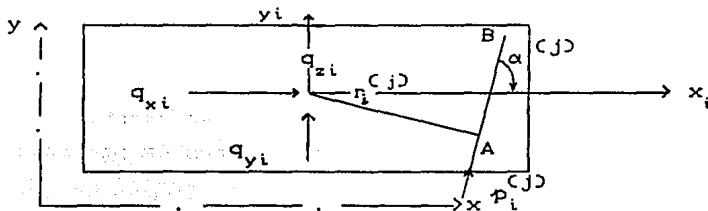


Fig. 4.6

Ubicación de una subestructura genérica "j"

Por geometría, se encuentra que:

$$P_i^{(j)} = q_{xi} \cos \alpha^{(j)} + q_{yi} \sin \alpha^{(j)} + q_{zi} r_i^{(j)} \quad (4.11)$$

donde $r_i^{(j)}$ es la menor distancia del plano del marco "j" al centro de masa del piso "i", que resulta ser:

$$r_i^{(j)} = X_{Ai}^{(j)} \sin \alpha^{(j)} - Y_{Ai}^{(j)} \cos \alpha^{(j)} \quad (4.12)$$

La ecuación (4.11), para todos los pisos del marco "j" se expresa como:

$$\bar{p}^{(j)} = \begin{bmatrix} \cos \alpha^{(j)} \cdot I & \text{sen } \alpha^{(j)} \cdot I & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ r^{(j)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x^q \\ q_y \\ q_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{A}_x^{(j)} & \bar{A}_y^{(j)} & \bar{A}_z^{(j)} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \bar{q}_x \\ \bar{q}_y \\ \bar{q}_z \end{bmatrix} = \bar{A}^j \bar{q}$$

en la cual I representa la matriz identidad de tamaño NXN

$$\bar{r}^j = \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & r_i^j & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix} ; i = 1, 2, \dots, N$$

Por lo tanto, para toda la estructura, la matriz \bar{A} se puede escribir en la siguiente manera:

$$\bar{A} = \begin{pmatrix} \bar{A}^{(1)} \\ \bar{A}^{(2)} \\ \vdots \\ \bar{A}^{(j)} \\ \vdots \\ \bar{A}^{(m)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \bar{A}_x^{(1)} & \bar{A}_y^{(1)} & \bar{A}_z^{(1)} \\ \bar{A}_x^{(2)} & \bar{A}_y^{(2)} & \bar{A}_z^{(2)} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \bar{A}_x^{(j)} & \bar{A}_y^{(j)} & \bar{A}_z^{(j)} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \bar{A}_x^{(m)} & \bar{A}_y^{(m)} & \bar{A}_z^{(m)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \alpha^{(1)} \bar{I} & \text{sen } \alpha^{(1)} \bar{I} & r^{(1)} \\ \cos \alpha^{(2)} \bar{I} & \text{sen } \alpha^{(2)} \bar{I} & r^{(2)} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \cos \alpha^{(j)} \bar{I} & \text{sen } \alpha^{(j)} \bar{I} & r^{(j)} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \cos \alpha^{(m)} \bar{I} & \text{sen } \alpha^{(m)} \bar{I} & r^{(m)} \end{pmatrix} \quad (4.13)$$

Así, los desplazamientos genéricos de todos los marcos, en función de los desplazamientos globales, se calculan como:

$$\bar{p} = \bar{A} \cdot \bar{q} \quad (4.14a)$$

Por lo que respecta a las fuerzas, se tiene:

$$\bar{F} = \bar{A} \cdot \bar{Q} \quad \text{ó} \quad \bar{Q} = \bar{A}^{-1} \bar{F} \quad (4.14b)$$

De generalizar la ecuación (4.10), resulta:

$$\bar{F} = \bar{K} \cdot \bar{p} \quad (4.15)$$

donde K esta dada por la ecuación (4.10a); al sustituir (4.14a) en (4.15), se tiene:

$$\bar{F} = \bar{K} \cdot \bar{A} \cdot \bar{q} \quad (4.16)$$

Ya que $\bar{A}^{-1} = \bar{A}^T$, al usar las ecuaciones (4.14b) y (4.16), resulta:

$$\bar{Q} = \bar{A}^T \cdot \bar{K} \cdot \bar{A} \cdot \bar{q} \quad (4.17)$$

De la ecuación anterior, se deduce que la matriz de rigidez del marco espacial (\bar{K}_\bullet), se puede escribir como:

$$\bar{K}_\bullet = \bar{A}^T \cdot K \cdot \bar{A} \quad (4.18)$$

Así la ecuación (4.18) expandida, resulta:

$$\bar{K}_\bullet = \bar{A}^T \cdot \bar{K} \cdot \bar{A} = \begin{bmatrix} \bar{A}^{(1)t} & \bar{A}^{(2)t} & \dots & \bar{A}^{(m)t} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{K}^{(1)} \\ \bar{K}^{(2)} \\ \dots \\ \bar{K}^{(m)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{A}^{(1)} \\ \bar{A}^{(2)} \\ \dots \\ \bar{A}^{(m)} \end{bmatrix} =$$

$$\sum_{j=1}^m \bar{A}^{(j)} \bar{K}^{(j)} \bar{A}^{(j)t} \quad (4.19)$$

Ahora bien, para una subestructura genérica "j" se tiene:

$$\bar{A}^{(j)T} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{A}^{(j)} = \begin{bmatrix} \bar{A}_x^{(j)T} \\ \bar{A}_y^{(j)T} \\ \bar{A}_z^{(j)T} \end{bmatrix} \bar{K}^{(j)} \begin{bmatrix} \bar{A}_x^{(j)} \\ \bar{A}_y^{(j)} \\ \bar{A}_z^{(j)} \end{bmatrix} =$$

$$\begin{bmatrix} \bar{A}_x^{(j)T} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{A}_x^{(j)} & \bar{A}_x^{(j)T} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{A}_y^{(j)} & \bar{A}_x^{(j)T} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{A}_z^{(j)} \\ \bar{A}_y^{(j)T} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{A}_x^{(j)} & \bar{A}_y^{(j)T} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{A}_y^{(j)} & \bar{A}_y^{(j)T} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{A}_z^{(j)} \\ \bar{A}_z^{(j)T} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{A}_x^{(j)} & \bar{A}_z^{(j)T} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{A}_y^{(j)} & \bar{A}_z^{(j)T} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{A}_z^{(j)} \end{bmatrix} \quad (4.20)$$

$$\bar{A}^{(j)T} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{A}^{(j)} = \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha^{(j)} \cdot K^{(j)} & \dots & \dots \\ \sin \alpha^{(j)} \cdot \cos \alpha^{(j)} \cdot K^{(j)} & \dots & \dots \\ \cos \alpha^{(j)} \cdot \sin \alpha^{(j)} \cdot K^{(j)} & \dots & \dots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dots \\ \dots \\ \dots \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \cos \alpha^{(j)} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{r}^{(j)} \\ \sin \alpha^{(j)} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{r}^{(j)} \\ \bar{r}^{(j)} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot \bar{r}^{(j)} \end{bmatrix} \quad (4.21)$$

La ecuación (4.19) se puede escribir como:

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} \bar{K}_{xx} & \bar{K}_{xy} & \bar{K}_{xz} \\ \bar{K}_{yx} & \bar{K}_{yy} & \bar{K}_{yz} \\ \bar{K}_{zx} & \bar{K}_{zy} & \bar{K}_{zz} \end{bmatrix} \quad (4.22)$$

En donde:

$$\begin{aligned} \bar{K}_{xx} &= \sum_{j=1}^m \cos^2 \alpha^{(j)} \cdot \bar{K}^{(j)} & \bar{K}_{xy} &= \sum_{j=1}^m \sin \alpha^{(j)} \cdot \cos \alpha^{(j)} \cdot \bar{K}^{(j)} \\ \bar{K}_{xz} &= \sum_{j=1}^m \cos \alpha^{(j)} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot r^{(j)} & \bar{K}_{yy} &= \sum_{j=1}^m \sin^2 \alpha^{(j)} \cdot \bar{K}^{(j)} \\ \bar{K}_{yz} &= \sum_{j=1}^m \sin \alpha^{(j)} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot r^{(j)} & \bar{K}_{zz} &= \sum_{j=1}^m r^{(j)} \cdot \bar{K}^{(j)} \cdot r^{(j)} \end{aligned} \quad (4.23)$$

$$\bar{K}_{yx} = \bar{K}_{xy}^t ; \bar{K}_{zx} = \bar{K}_{xz}^t ; \bar{K}_{zy} = \bar{K}_{yz}^t$$

4.2.2.1 Matriz de rigidez espacial para sistemas de marcos ortogonales:

Sea una subestructura formada por un sistema de planos reticulares, cuyas direcciones en plantas paralelas a los ejes de referencia Y y/o X (obviamente, también a los ejes X_i y/o Y_i) se ilustra en la (Figura 4.7). Sean m_x y m_y , el número de subestructuras en las direcciones X e Y, respectivamente; $\bar{K}_x^{(j)}$, $j = 1, 2, \dots, m_x$ y $\bar{K}_y^{(j)}$, $j = 1, 2, \dots, m_y$, sus correspondientes matrices fuerza - deformación ó matrices de rigidez lateral.

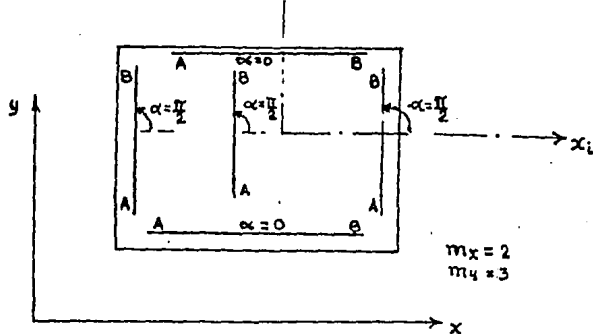


Fig. 4.7

Ubicación en planta de las subestructuras

Para las sub-estructuras en dirección x, se tiene; $\cos \alpha^{(j)} = 1$,
 $\text{sen } \alpha^{(j)} = 0$, $r_i^{(j)} = -y_A^{(j)}$; así:

$$\bar{A}^j = [\bar{I} : 0 : -\bar{Y}_A^{(j)}] \quad (4.24)$$

donde:

$$\bar{Y}_A^{(j)} = \begin{bmatrix} \dots Y_{A_i}^{(j)} \end{bmatrix} \begin{matrix} i = 1, 2, \dots, n \\ i = 1, 2, \dots, m_x \end{matrix} \quad (4.25)$$

Para las subestructuras en dirección Y se tiene; $\cos \alpha^{(j)} = 0$,
 $\text{sen } \alpha^{(j)} = 1$, $r_i^{(j)} = \bar{X}_A^{(j)}$, así:

$$\bar{A}^{(i)} = [0 : \bar{I} : \bar{X}_A^{(j)}] \quad (4.26)$$

$$\bar{X}_A^{(j)} = \begin{bmatrix} \dots X_{A_i}^{(j)} \end{bmatrix} \begin{matrix} i = 1, 2, \dots, n \\ j = 1, 2, \dots, m_y \end{matrix} \quad (4.27)$$

Al efectuar operaciones, se encuentra la siguiente expresión para la matriz de rigidez, \bar{K}_e , de la estructura:

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} \bar{K}_{xx} & 0 & \bar{K}_{xz} \\ 0 & \bar{K}_{yy} & \bar{K}_{yz} \\ \bar{K}_{zx} & \bar{K}_{zy} & \bar{K}_{zz} \end{bmatrix} \quad (4.28)$$

donde:

$$\bar{K}_{xx} = \sum_{j=1}^{mx} \bar{K}_x^{(j)}; \quad \bar{K}_{xz} = \sum_{j=1}^{mx} \bar{K}_x^{(j)} \cdot \bar{Y}_A^{(j)}; \quad \bar{K}_{yy} = \sum_{j=1}^{my} \bar{K}_y^{(j)}; \quad \bar{K}_{yz} = \sum_{j=1}^{my} \bar{K}_y^{(j)} \bar{X}_A^{(j)}$$

$$\bar{K}_{zz} = \sum_{j=1}^{mx} \bar{Y}_A^{(j)} \cdot \bar{K}_x^{(j)} \bar{Y}_A^{(j)} + \sum_{j=1}^{my} \bar{X}_A^{(j)} \bar{K}_y^{(j)} \bar{X}_A^{(j)}; \quad \bar{K}_{zx} = \bar{K}_{xz}^t;$$

$$\bar{K}_{zy} = \bar{K}_{yz}^t \quad (4.29)$$

CAPÍTULO V
 ECUACIONES DEL MOVIMIENTO Y ANALISIS MODAL
 AL CONSIDERAR INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
 PROVOCADA POR EXCITACIÓN SÍSMICA

En este capítulo se deducen las ecuaciones del movimiento, para marcos planos y espaciales, al considerar la interacción suelo estructura mediante resortes lineales en la base, en dirección horizontal, angular alrededor de tres ejes ortogonales y en estructuras espaciales no se considera movimiento vertical, como excitación, se consideran componentes originadas por sismos, horizontales, rotacionales y torsionales, los cuales se obtienen de mediciones realizadas a edificios instrumentados en la ciudad de México (Ref. 6).

5.1.- Ecuaciones del movimiento y análisis modal para marcos planos al considerar interacción suelo estructura:

Al suponer que la interacción con el suelo se puede idealizar mediante un resorte de rigidez horizontal K_0 y un resorte angular de rigidez K_θ y considerar movimiento horizontal y rotacional del suelo, denotados por $v_g(t)$ y $\theta_g(t)$, una estructura de dos entresijos se desplazará bajo esta excitación sísmica, según se muestra en la fig 5.1:

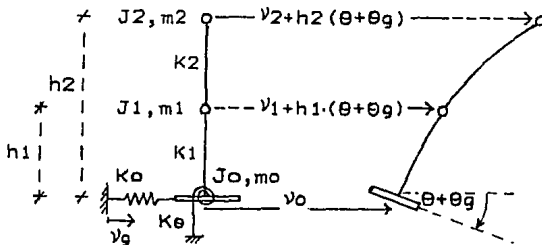


Fig 5.1
 Estructura sometida a sismo,
 según sistema coordenado 1

Así, las ecuaciones del movimiento en las que se considera amortiguamiento, se puede escribir como:

$$[M]\ddot{\bar{v}} + [C]\dot{\bar{v}} + [K]\bar{v} = 0 \quad (5.1)$$

donde:

$$\ddot{\bar{v}}_g = \begin{bmatrix} \ddot{\theta} + \ddot{v}_g^y \\ \ddot{v}_0 + \ddot{v}_g \\ \ddot{v}_1 + \ddot{v}_g \\ \ddot{v}_2 + \ddot{v}_g \end{bmatrix} = \ddot{v} + \ddot{v}_g$$

al ordenar la ecuación (5.1), resulta:

$$[M]\ddot{\bar{v}} + [C]\dot{\bar{v}} + [K]\bar{v} = -[M]\ddot{\bar{v}}_g \quad (5.2)$$

donde $\ddot{\bar{v}}_g$, esta dado por:

$$\ddot{\bar{v}}_g = \begin{bmatrix} \ddot{\theta}_g \\ \ddot{v}_g \\ \ddot{v}_g \\ \ddot{v}_g \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

ó también

$$\ddot{\bar{v}}_g = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{v}_g + \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{\theta}_g$$

Al sustituir (5.3) en (5.2), resulta:

$$[\bar{M}]\ddot{\bar{v}} + [\bar{C}]\dot{\bar{v}} + [\bar{K}]\bar{v} = -[\bar{M}] \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{v}_g - [\bar{M}] \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{e}_g \quad (5.4)$$

Donde $[\bar{M}]$ y $[\bar{K}]$, vienen dadas en la ecuación (2.20), la ecuación (5.4) se puede resolver mediante el principio de superposición, es decir, se pueden resolver dos sistemas de ecuaciones simultáneas y sumando sus resultados; estas ecuaciones son:

$$[\bar{M}]\ddot{\bar{v}} + [\bar{C}]\dot{\bar{v}} + [\bar{K}]\bar{v} = -\bar{M} \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{v}_g(t) \quad (5.5a)$$

$$[\bar{M}]\ddot{\bar{v}} + [\bar{C}]\dot{\bar{v}} + [\bar{K}]\bar{v} = -\bar{M} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{e}_g(t) \quad (5.5b)$$

Al aplicar el principio de superación modal, para la resolución de los sistemas de ecuaciones (5.5) y (5.6), se tiene:

$$\begin{aligned} \bar{v} &= \bar{\theta} \cdot \bar{y} \\ \dot{\bar{v}} &= \bar{\theta} \cdot \dot{\bar{y}} \\ \ddot{\bar{v}} &= \bar{\theta} \cdot \ddot{\bar{y}} \end{aligned} \quad (5.7)$$

Donde $\bar{\theta}$ representa la matriz modal del sistema mostrado en la figura 5.1. Al sustituir las ecuaciones (5.7) en (5.5a) y (5.6), resulta:

$$[\bar{M}] \cdot \bar{\theta} \ddot{\bar{y}} + [\bar{C}] \cdot \bar{\theta} \dot{\bar{y}} + [\bar{K}] \bar{\theta} \bar{y} = -[\bar{M}] \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{v}_g(t) \quad (5.8a)$$

$$[\bar{M}] \cdot \ddot{\bar{\theta}} + [\bar{C}] \dot{\bar{\theta}} + [\bar{K}] \bar{\theta} = -[\bar{M}] \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{\theta}_g(t) \quad (5.8b)$$

Así, al multiplicar por $\bar{\theta}^t$ (que representa al i-ésimo modo del sistema) se obtienen dos ecuaciones de un grado de libertad:

$$\bar{\theta}^{it} [\bar{M}] \bar{\theta}^t \ddot{Y}_i + \bar{\theta}^{it} [\bar{C}] \bar{\theta}^t \dot{Y}_i + \bar{\theta}^{it} [\bar{K}] \bar{\theta}^t Y_i = -\bar{\theta}^{it} \bar{M} \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{y}_g(t) \quad (5.9)$$

$$\bar{\theta}^{it} [\bar{M}] \bar{\theta}^t \ddot{Y}_i + \bar{\theta}^{it} [\bar{C}] \bar{\theta}^t \dot{Y}_i + \bar{\theta}^{it} [\bar{K}] \bar{\theta}^t Y_i = -\bar{\theta}^{it} [\bar{M}] \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{\theta}_g(t) \quad (5.9)$$

Si se definen los siguientes términos como:

$$m_i^* = \bar{\theta}^{it} [\bar{M}] \bar{\theta}^t \quad (5.10)$$

$$C_i^* = \bar{\theta}^{it} [\bar{C}] \bar{\theta}^t \quad (5.11)$$

$$K_i^* = \bar{\theta}^{it} [\bar{K}] \bar{\theta}^t \quad (5.12)$$

$$2\zeta_i W_i = \frac{C_i^*}{m_i^*} \quad (5.13)$$

$$W_i^2 = \frac{K_i^*}{m_i^*} \quad (5.14)$$

$$[\bar{T}]_i = -\frac{\bar{\theta}^{it} [\bar{M}] \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}}{m_i^*} \quad (5.15)$$

$$[\bar{\theta}]_i = \frac{\bar{\theta}^{it} [\bar{M}] \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}}{m_i^*} \quad (5.16)$$

En donde, m_i^* , C_i^* y K_i^* representan la masa, el amortiguamiento y la rigidez generalizada del sistema correspondiente respectivamente. ξ_i es el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente al sistema, W_i representa la frecuencia circular de vibración del sistema correspondiente al modo de vibrar i y, Γ_i y Γ_{e_i} son los coeficientes de participación translacional y rotacional respectivamente, del modo de vibración i . Así, las ecuaciones (5.8a) y (5.8b) se pueden escribir como:

$$\ddot{Y}_i + 2\xi_i W_i \dot{Y}_i + W_i^2 Y_i = \Gamma_i \ddot{y}_g(t) \quad (5.17a)$$

$$\ddot{Y}_i + 2\xi_i W_i \dot{Y}_i + W_i^2 Y_i = \Gamma_{e_i} \ddot{\theta}_g(t) \quad (5.17b)$$

Al realizar un análisis paso a paso con las ecuaciones (5.17a) y (5.17b) los resultados finales de desplazamientos, velocidades y aceleraciones del sistema, los proporcionan las ecuaciones (5.7). La deducción anterior se hizo al utilizar un sistema de coordenadas 1, mencionado en el inciso (2.1.1.). Para el sistema coordinado 2 visto en el inciso (2.1.2), la deducción es exactamente igual a la anterior, cuya única diferencia se observa en el coeficiente de participación translacional, el cual se define mediante la siguiente expresión:

$$\Gamma_i = - \frac{\Phi^{-11} [\bar{M}] \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}}{m_i^*} \quad (5.18)$$

5.2. - Ecuaciones del movimiento y análisis modal para estructuras espaciales con interacción suelo estructura

Las ecuaciones del movimiento para estructuras espaciales sometidas a vibración libre, al igual que para marcos planos,

vienen dadas por la siguiente expresión:

$$[M]\bar{v} + [C]\bar{v} + [K]\bar{v} = 0 \quad (5.19)$$

En donde [M],[C],[K], representan la matriz espacial de masas, de amortiguamiento y de rigidez respectivamente al considerar interacción suelo-estructura, y se pueden escribir como:

$$[M] = \begin{bmatrix} \bar{M}_{11} & \bar{M}_{12} \\ \bar{M}_{21} & \bar{M}_{22} \end{bmatrix} \quad (5.20)$$

donde

$$\bar{M}_{11} = \begin{bmatrix} \sum J_{ix} + \sum m_i h_i^2 & \sum m_i h_i & 0 & 0 & 0 \\ \sum m_i h_i & \sum m_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sum J_{iy} + \sum m_i h_i^2 & \sum m_i h_i & 0 \\ 0 & 0 & \sum m_i h_i & \sum m_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \sum J_{iz} \end{bmatrix} \quad (5.21)$$

5 x 5

$$\bar{M}_{12} = \begin{bmatrix} 0 & (m_1 h_1)(m_2 h_2) \dots & 0 & 0 \dots \dots \\ 0 & (m_1)(m_2) \dots \dots \dots & 0 & 0 \dots \dots \dots \\ (m_1 h_1) & (m_2 h_2) \dots & 0 & 0 \dots \dots \dots & 0 & 0 \dots \dots \dots \\ m_1 & m_2 \dots \dots \dots & 0 & 0 \dots \dots \dots & 0 & 0 \dots \dots \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 \dots \dots \dots & (J_{12})(J_{22}) \dots & \dots \dots \dots \end{bmatrix} \cdot \bar{M}_{21} = \bar{M}_{12}^t \quad (5.22)$$

5*(3NGL)

$$\mathbf{M}_{22} = \left[\begin{array}{ccc|ccc|ccc}
 m_1 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 \\
 0 & m_2 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 \\
 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 \\
 \hline
 \dots & \dots & \dots & m_1 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 \\
 \dots & \dots & \dots & 0 & m_2 & 0 & \dots & \dots & 0 \\
 \dots & \dots & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 \\
 \hline
 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & J & 0 & 0 \\
 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & J & 0 \\
 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & J
 \end{array} \right] \left. \begin{array}{l} \text{NGL} \\ \text{NGL} \\ \text{NGL} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{NGL} \\ \text{NGL} \\ \text{NGL} \end{array} \quad (5.23)$$

NGL
NGL
NGL

(3NGL) * (3NGL)

$$[\bar{C}] = \begin{bmatrix} \bar{C}_{11} & \bar{C}_{12} \\ \bar{C}_{21} & \bar{C}_{22} \end{bmatrix} \quad (3NGL+5) \times (3NGL+5) \quad (5.24)$$

$$[\bar{C}_{11}] = \begin{bmatrix} C_{x\theta} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_x & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & C_{y\theta} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{\theta z} \end{bmatrix} \quad 5 \times 5 \quad (5.25)$$

$C_{x\theta}, C_{y\theta}$ = amortiguamiento angular del suelo en la base de la estructura

C_x, C_y = amortiguamiento lineal del suelo en la base de la estructura

$C_{\theta z}$ = amortiguamiento torsional del suelo en la base de la estructura

$[\bar{C}_{12}] = [\bar{C}_{21}]^t$ = matriz nula

$[\bar{C}_{22}]$ = matriz de amortiguamiento de la estructura espacial

Por último la matriz de rigidez [K] se representa como:

$$[\bar{K}] = \begin{bmatrix} \bar{K}_{11} & \bar{K}_{12} \\ \bar{K}_{21} & \bar{K}_{22} \end{bmatrix} \quad (5.26)$$

donde

$$[\bar{K}_{11}] = \begin{bmatrix} K_{\theta x} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{y0} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{\theta y} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{x0} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{\theta z} \end{bmatrix} \quad 5 \times 5 \quad (5-27)$$

$[\bar{K}_{12}] = [\bar{K}_{21}]^t$ matriz nula

$[\bar{K}_{22}]$ = matriz de rigidez de la estructura espacial definida por las ecuaciones (4.22) ó (4.28)

Para resolver la ecuación (5.19), se supone que existen los modos libres de vibración $\bar{\theta}^i$ obtenidos , a partir de la ecuación:

$$([\bar{K}] - W_i^2 [\bar{M}]) \bar{\theta}_i = 0 \quad (5.28)$$

Donde W_i^2 , representa la frecuencia circular de vibración de el modo i. Los vectores modales se podrán normalizar, para que cumplan la siguiente ecuación:

$$\bar{\theta}^{i,t} [\bar{M}] \bar{\theta}^i = \delta_{ij} ; \text{ donde: } \delta_{ij} = \begin{cases} 0 & \text{si } i \neq j \\ 1 & \text{si } i = j \end{cases} \quad (5.29)$$

Como la estructura del edificio posee 3xNGL+5 grados de

libertad donde NGL representa el número de pisos de la estructura, el vector de desplazamiento \bar{v}^i se organizará como sigue:

$$\bar{v}^i = \begin{bmatrix} v_{\theta x}^i \\ v_{y0}^i \\ v_{\theta y}^i \\ v_{x0}^i \\ v_{\theta z}^i \\ \hline v_{x1}^i \\ \vdots \\ v_{xNGL}^i \\ v_{y1}^i \\ \vdots \\ v_{yNGL}^i \\ v_{x1}^i \\ \vdots \\ v_{zNGL}^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{v}_{SE}^i \\ \hline \bar{v}_x^i \\ \hline \bar{v}_y^i \\ \hline \bar{v}_z^i \end{bmatrix} \quad (5.30)$$

(3NGL+5,1)

Donde \bar{v}_{SE}^i : desplazamientos del centro de masas de la cimentación debidos a los movimientos registrados en el suelo.

\bar{v}_x^i : desplazamientos de los NGL pisos de la estructura, relativos a la cimentación en dirección x.

\bar{v}_y^i : desplazamientos de los NGL pisos de la estructura, relativos a la cimentación en dirección y

\bar{v}_z^i : rotaciones a torsión de los NGL pisos de la estructura, relativos a la cimentación en dirección z.

Al existir movimientos provocados por un sismo, en las direcciones horizontal, angular y torsional, el vector de

aceleraciones se convierte en:

$$\begin{matrix}
 \ddot{v}_x^i + \ddot{v}_{e_{gx}} \\
 \ddot{v}_{y0}^i + \ddot{v}_{gy} \\
 \ddot{v}_{ey}^i + \ddot{v}_{egy} \\
 \ddot{v}_{x0}^i + \ddot{v}_{gx} \\
 \ddot{v}_{ez}^i + \ddot{v}_{egz} \\
 \hline
 \ddot{v}_{x1}^i \\
 \vdots \\
 \ddot{v}_{xNGL}^i \\
 \hline
 \ddot{v}_{y1}^i \\
 \vdots \\
 \ddot{v}_{yNGL}^i \\
 \hline
 \ddot{v}_{z1}^i \\
 \vdots \\
 \ddot{v}_{zNGL}^i
 \end{matrix} = \tag{5.31}$$

Al introducir la ecuación (5.31) en (5.19), resulta:

$$[\bar{M}] \ddot{\bar{v}} + [\bar{C}] \dot{\bar{v}} + [\bar{K}] \bar{v} = -\bar{N}_x - \bar{N}_y - \bar{N}_{e_x} - \bar{N}_{e_y} - \bar{N}_{e_z} \tag{5.32}$$

Donde:

$$\bar{N}_x = [\bar{M}] \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \ddots \\ \ddots \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}_{1 \times (NGL+5)} \quad , \quad \bar{N}_y = [\bar{M}] \begin{bmatrix} 0 \\ \ddots \\ \ddots \\ \ddots \\ \ddots \\ \ddots \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}_{1 \times (NGL)+5} \quad , \quad \bar{N}_{ex} = [\bar{M}] \begin{bmatrix} \ddots \\ \ddots \\ \ddots \\ \ddots \\ \ddots \\ \ddots \\ \ddots \\ \ddots \\ \ddots \\ \ddots \\ \ddots \\ 0 \end{bmatrix}_{1 \times (NGL+5)}$$

$$\bar{N}_{ey} = [\bar{M}] \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \ddots \\ \ddots \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}_{1 \times (NG+5)} \quad , \quad \bar{N}_{ez} = [\bar{M}] \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \ddots \\ \ddots \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}_{1 \times (NGL+5)} \quad (5.33)$$

AL aplicar el principio de superposición modal, se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \bar{v} &= \bar{\theta} \bar{Y} \\ \dot{\bar{v}} &= \bar{\theta} \dot{\bar{Y}} \\ \ddot{\bar{v}} &= \bar{\theta} \ddot{\bar{Y}} \end{aligned} \quad (5.34)$$

Donde $\bar{\theta}$ representa la matriz modal.

La ecuación (5.32) se puede escribir como:

$$[\bar{M}] \ddot{\bar{Y}} + [\bar{C}] \dot{\bar{Y}} + [\bar{K}] \bar{Y} = -\bar{N}_x \ddot{N}_y - \bar{N}_{e_x} \ddot{N}_y - \bar{N}_{e_y} \ddot{N}_z \quad (5.35)$$

Al multiplicarse la ecuación (5.35) por $\bar{\theta}^{it}$ (que representa el i -ésimo modo de vibración del sistema, resulta:

$$\bar{\theta}^{it} [\bar{M}] \ddot{\bar{Y}}_i + \bar{\theta}^{it} [\bar{C}] \dot{\bar{Y}}_i + \bar{\theta}^{it} [\bar{K}] \bar{Y}_i = -\bar{\theta}^{it} [\bar{N}_x + \bar{N}_y + \bar{N}_{e_x} + \bar{N}_{e_y} + \bar{N}_{e_z}] \quad (5.36)$$

La solución de la ecuación (5.36), se obtiene por el principio de superposición, al sumar los efectos de cada componente sísmica en la solución buscada. Así, hay que resolver las siguientes 5 ecuaciones en forma simultánea:

$$1\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{1Y}_i + \omega_i^2 1Y_i = [T_{xi}] \ddot{v}_{gx} \quad (5.37)$$

$$2\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{2Y}_i + \omega_i^2 2Y_i = [T_{yi}] \ddot{v}_{gy} \quad (5.38)$$

$$3\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{3Y}_i + \omega_i^2 3Y_i = [T_{exi}] \ddot{v}_{egx} \quad (5.39)$$

$$4\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{4Y}_i + \omega_i^2 4Y_i = [T_{eyi}] \ddot{v}_{egy} \quad (5.40)$$

$$5\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{5Y}_i + \omega_i^2 5Y_i = [T_{ezi}] \ddot{v}_{egz} \quad (5.41)$$

Donde:

$$2\xi_i \omega_i = \frac{c_i^*}{m_i} \quad (5.42)$$

$$\omega_i^2 = \frac{K_i^*}{m_i} \quad (5.43)$$

$$m_i^* = \bar{\theta}^{it} [\bar{M}] \bar{\theta}^i \quad (5.44)$$

$$C_i^* = \bar{\theta}^{it} [\bar{C}] \bar{\theta}^i \quad (5.45)$$

$$K_i^* = \bar{\theta}^{it} [\bar{K}] \bar{\theta}^i$$

(5.46)

$$\bar{T}_{xi} = - \frac{\bar{\theta}^{it} [\bar{M}]}{m_i^*} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3NGL+5) \times 1$$

(5.47)

$$\bar{T}_{yi} = - \frac{\bar{\theta}^{it} [\bar{M}]}{m_i^*} \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3NGL+5) \times 1$$

(5.48)

$$\bar{T}_{\theta xi} = - \frac{\bar{\theta}^{it} [\bar{M}]}{m_i^*} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3NGL+5) \times 1$$

(5.49)

$$\Gamma_{\Theta yi} = - \frac{\bar{\theta}^{it} [M]}{m_i^*} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \quad (5.50)$$

(3NGL+5) x 1

$$\Gamma_{\Theta zi} = - \frac{\bar{\theta}^{it} [M]}{m_i^*} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \quad (5.51)$$

(3NGL+5) x 1

En las ecuaciones anteriores, m_i^* , C_i^* y K_i^* representan la masa, el amortiguamiento y la rigidez generalizada del sistema correspondiente al modo de vibración i -ésimo, ξ_i , es el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema correspondiente al modo de vibrar i -ésimo, w_i es la frecuencia angular de vibración del sistema que corresponde al modo de vibrar i -ésimo, y Γ_{xi} , Γ_{yi} , $\Gamma_{\Theta xi}$, $\Gamma_{\Theta yi}$, $\Gamma_{\Theta zi}$, representan los coeficientes de participación traslacional, angular y torsional del sistema correspondiente al modo de vibración i -ésimo.

Las ecuaciones (5.37), (5.38), (5.39), (5.40), y (5.41), también se pueden escribir de la siguiente manera:

$$1\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i 1\dot{Y}_i + \omega_i^2 1Y_i = - \left[\frac{\sum_{j=1}^{NGL} \theta_j^i \cdot m_j}{m^*} + \frac{m_{12} \cdot \theta^i}{m^*} \Theta_y + \frac{m_{22} \cdot \theta^i}{m^*} x_0 \right] \ddot{v}_{gx} \quad (5.52)$$

$$2\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i 2\dot{Y}_i + \omega_i^2 2Y_i = - \left[\frac{\sum_{j=1}^{NGL} \theta_j^i \cdot m_j}{m^*} + \frac{m_{12} \cdot \theta^i}{m^*} \Theta_x + \frac{m_{22} \cdot \theta^i}{m^*} y_0 \right] \ddot{v}_{gy} \quad (5.53)$$

$$3\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i 3\dot{Y}_i + \omega_i^2 3Y_i = - \left[\frac{\sum_{j=1}^{NGL} \theta_j^i \cdot m_j \cdot h_j}{m^*} + \frac{m_{11} \cdot \theta^i}{m^*} \Theta_x + \frac{m_{12} \cdot \theta^i}{m^*} y_0 \right] \ddot{v}_{\Theta gy} \quad (5.54)$$

$$4\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i 4\dot{Y}_i + \omega_i^2 4Y_i = - \left[\frac{\sum_{j=1}^{NGL} \theta_j^i \cdot m_j \cdot h_j}{m^*} + \frac{m_{39} \cdot \theta^i}{m^*} \Theta_y + \frac{m_{12} \cdot \theta^i}{m^*} x_0 \right] \ddot{v}_{\Theta gy} \quad (5.55)$$

$$5\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i 5\dot{Y}_i + \omega_i^2 5Y_i = - \left[\frac{\sum_{j=1}^{NGL} \theta_j^i \cdot z_j \cdot K_j}{m^*} + \frac{m_{55} \cdot \theta^i}{m^*} \Theta_z \right] \ddot{v}_{\Theta gz} \quad (5.56)$$

Donde:

$$m_{11} = \sum_{j=0}^{NGL} J_{ix} + \sum_{j=1}^{NGL} m_i h_i^2$$

$$m_{12} = \sum_{j=1}^{NGL} m_i h_i$$

$$m_{22} = \sum_{j=0}^{NGL} m_i$$

$$m_{39} = \sum_{j=1}^{NGL} J_{iy} + \sum_{j=1}^{NGL} m_i h_i^2$$

$$m_{55} = \sum_{j=1}^{NGL} J_{iz}$$

$$\theta^i = \begin{bmatrix} \theta_{ex}^i \\ \theta_{y0}^i \\ \theta_{ey}^i \\ \theta_{x0}^i \\ \theta_{xz}^i \\ \theta_{x1}^i \\ \dots \\ \theta_{xNGL}^i \\ \theta_{y1}^i \\ \dots \\ \theta_{yNGL}^i \\ \theta_{z1}^i \\ \dots \\ \theta_{zNGL}^i \end{bmatrix} \quad (5.57)$$

(3NGL+5,1)

Así, al resolver las ecuaciones (5.52) a (5.56), la solución general al problema se obtiene al utilizar las ecuaciones (5.34) de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \bar{v} &= \bar{\theta}^1 (c_1 Y_1 + 2Y_1 + 3Y_1 + 4Y_1 + 5Y_1) + \dots + \bar{\theta}^k (c_1 Y_k + 2Y_k + 3Y_k + 4Y_k + 5Y_k) \\ \dot{\bar{v}} &= \bar{\theta}^1 (c_1 \dot{Y}_1 + 2\dot{Y}_1 + 3\dot{Y}_1 + 4\dot{Y}_1 + 5\dot{Y}_1) + \dots + \bar{\theta}^k (c_1 \dot{Y}_k + 2\dot{Y}_k + 3\dot{Y}_k + 4\dot{Y}_k + 5\dot{Y}_k) \\ \ddot{\bar{v}} &= \bar{\theta}^1 (c_1 \ddot{Y}_1 + 2\ddot{Y}_1 + 3\ddot{Y}_1 + 4\ddot{Y}_1 + 5\ddot{Y}_1) + \dots + \bar{\theta}^k (c_1 \ddot{Y}_k + 2\ddot{Y}_k + 3\ddot{Y}_k + 4\ddot{Y}_k + 5\ddot{Y}_k) \end{aligned}$$

En las ecuaciones anteriores, K representa al número de modos seleccionados para realizar la superposición modal; $j\dot{Y}_i$, $j\ddot{Y}_i$, $j\ddot{Y}_i$ representan el desplazamiento, la velocidad y la aceleración correspondientes al modo i y a la componente del sismo j. Se obtienen al resolver las ecuaciones de un grado de libertad dadas en (5.52) a (5.56). De las ecuaciones anteriores se puede observar que al existir cualquiera de las componentes sísmicas (\ddot{u}_{gx} y/o \ddot{u}_{gy} y/o $\ddot{u}_{g_{\theta_{gx}}}$ y/o $\ddot{u}_{g_{\theta_{gy}}}$ y/o $\ddot{u}_{g_{\theta_{hz}}}$), podrán existir todos los desplazamientos que definen la configuración espacial de la estructura, siempre y cuando no exista una simetría geométrica general en ella.

CAPITULO VI

APLICACION DE LAS ECUACIONES DEL MOVIMIENTO EN LA RECUPERACION DE ACELEROGRAMAS ROTACIONES Y EN EL CALCULO DE RIGIDECES ROTACIONAL Y TRASLACIONAL DEL SUELO

En la actualidad, se acostumbra instrumentar edificios con aparatos capaces de medir aceleraciones en uno o varios de sus pisos(niveles). Lo anterior se hace con el objeto de comparar los resultados del análisis teórico con los obtenidos de medición . En general, se colocan varios acelerómetros en un nivel que sean capaces de medir componentes de aceleraciones en tres direcciones ortogonales , tal como se muestra en la figura (6.1).

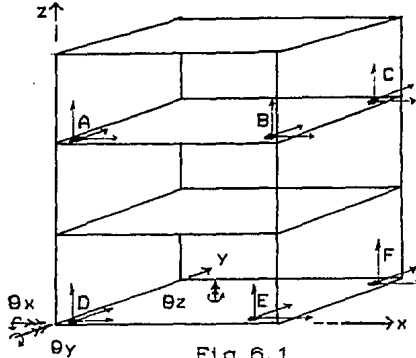


Fig 6.1

Edificio instrumentado

Al considerar que los entrepisos son rígidos a torsión , se pueden calcular las aceleraciones torsionales absolutas ($\ddot{\theta}_z$) en función del tiempo ; así mismo , si se supone la cimentación infinitamente rígida a flexión ,se pueden calcular : las aceleraciones angulares absolutas de la base en función del tiempo ($\ddot{\theta}_x$, $\ddot{\theta}_y$) y velocidades angulares y aceleraciones angulares, en los entrepisos y en la cimentación

6.1 Recuperación del acelerograma rotacional del suelo ,al considerar marcos planos sin amortiguamiento.

Si se cuenta con un edificio regular en cuando a geometria, se puede analizar el comportamiento del edificio sometido a un sismo mediante un modelo que considere el marco plano, tal y como se muestra en la figura (6.2).

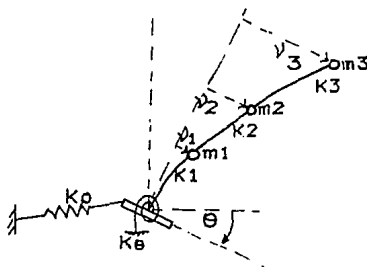


Fig 6.2

Estructura con interacción suelo estructura

Por lo antes expuesto, para la estructura anterior se tendrán mediciones en la base correspondiente a aceleraciones horizontales del suelo (\ddot{v}_g) y a aceleraciones angulares absolutas de la base de la estructura, que son producto de la aceleración relativa de la base ($\ddot{\theta}$), mas la absoluta del suelo ($\ddot{\theta}_g$). Así las ecuaciones del movimiento para una estructura de N_{pisos} con un sistema coordinado como el de la figura (6.2) están dadas , con las ecuaciones (2.21) (sin amortiguamiento), por la siguiente ecuación:

$$\begin{bmatrix}
 [\sum_1^N J_i + \sum_1^N m_i h_i^2] & [\sum_1^N m_i h_i] & m_1 h_1 & \dots & m_N h_N \\
 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\
 [\sum_1^N m_i h_i] & [\sum_1^N m_i] & m_1 & \dots & m_N \\
 m_1 h_1 & m_1 & 0 & \dots & 0 \\
 \vdots & \vdots & 0 & m_2 & 0 & \dots & 0 \\
 \vdots & \vdots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\
 m_N h_N & m_N & \dots & 0 & \dots & 0 & m_N
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 \ddot{\theta} \\
 \ddot{v}_0 \\
 \ddot{v}_1 \\
 \vdots \\
 \ddot{v}_N
 \end{bmatrix}
 +
 \begin{bmatrix}
 K_e \\
 K_0 \\
 (K_1 + K_2) - K_2 \\
 K_2 \\
 \vdots \\
 -K_N \\
 -K_N K_N
 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix}
 0 \\
 v_0 \\
 v_1 \\
 \vdots \\
 v_N
 \end{bmatrix}
 = -
 \begin{bmatrix}
 [\sum_1^N J_i + \sum_1^N m_i h_i^2] \\
 0 \\
 [\sum_1^N m_i h_i] \\
 m_1 h_1 \\
 \vdots \\
 m_N h_N
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 \ddot{\theta}_g \\
 \ddot{v}_g \\
 \vdots \\
 \ddot{v}_g
 \end{bmatrix}
 \quad (6.1)$$

En las ecuaciones (6.1) se conoce solamente \ddot{v}_g , por lo que el sistema no se puede solucionar, sin embargo al observar que $(\ddot{\theta} + \ddot{\theta}_g)$ representa la aceleración angular medida en la base de la estructura, las ecuaciones se pueden reordenar, de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} \sum_1^N m_1 & m_1 & m_2 & \dots & m_N \\ m_1 & m_1 & 0 & \dots & 0 \\ m_2 & 0 & m_2 & & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ m_N & 0 & 0 & \dots & m_N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{v}_0 \\ \ddot{v}_1 \\ \vdots \\ \ddot{v}_N \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_0 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ 0 & (K_1 + K_2) & -K_2 & & \\ \vdots & & -K_2 & & \\ \vdots & & & & -K_N \\ 0 & & & & -K_N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_0 \\ v_1 \\ \vdots \\ v_N \end{bmatrix} = -$$

$$\begin{bmatrix} \sum_1^N m_i h_i \\ m_1 h_1 \\ \vdots \\ m_N h_N \end{bmatrix} (\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta}) - \begin{bmatrix} \sum_1^N m_i \\ m_1 \\ \vdots \\ m_N \end{bmatrix} \ddot{v}_g \quad (6.2)$$

$$\left[\sum_1^N m_i h_i \right] \ddot{v}_0 + \sum_1^N m_i h_i \ddot{v}_i + K_\theta \cdot \theta = - \left[\sum_1^N m_i + \sum_1^N m_i h_i^2 \right] (\ddot{\theta} + \ddot{\theta}_g) - \left[\sum_1^N m_i h_i \right] \ddot{v}_g \quad (6.3)$$

Despejando la rotación angular (θ) de la ecuación (6.3), se obtiene:

$$\theta = - \frac{\sum_1^N m_i h_i}{K_\theta} (\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta}) - \frac{\left[\sum_1^N m_i h_i^2 \right]}{K_\theta} \ddot{v}_g - \frac{\sum_1^N m_i h_i \ddot{v}_i}{K_\theta} - \frac{\left[\sum_1^N m_i h_i \right]}{K_\theta} \ddot{v}_0 \quad (6.4)$$

La ecuación (6.2), muestra que si se desean obtener los desplazamientos producidos en los entresijos de un pórtico por el efecto de un sismo, tomando en cuenta los movimientos rotacionales de la cimentación, basta con resolver el sistema de ecuaciones dado por (6.2) donde los vectores de carga son conocidos; también es de

hacer notar, que si se desea calcular en forma aproximada la rigidez de entrepiso de una estructura instrumentada apoyada en suelo blando, las ecuaciones que se deberán utilizar para obtener una buena aproximación son las (6.2). Al resolver las ecuaciones (6.2) se obtienen como resultado los desplazamientos y aceleraciones de entrepiso, los cuales sustituyéndolos en la ecuación (6.4), permiten obtener la rotación relativa de la base con respecto al suelo (θ). Al derivar θ dos veces con respecto al tiempo, se obtiene la aceleración relativa de la cimentación respecto al suelo y, al restársela a la aceleración angular medida en la fundación ($\ddot{\theta} + \ddot{\theta}_g$), se obtiene la aceleración rotacional del suelo que representa al sistema excitador de una estructura.

Al aplicar un procedimiento similar al visto anteriormente, la ecuación (6.1), también se puede escribir de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & \dots & \dots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \dots & 0 & m_N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{v}_1 \\ \ddot{v}_2 \\ \vdots \\ \ddot{v}_N \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} (K_1 + K_2) - K_2 & 0 & \dots & 0 \\ -K_2 & (K_2 + K_3) & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \dots & -K_N \\ 0 & \dots & \dots & -K_N & K_N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_N \end{bmatrix} = -$$

$$\begin{bmatrix} m_1 h_1 \\ \vdots \\ m_N h_N \end{bmatrix} (\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta}) - \begin{bmatrix} m_1 \\ \vdots \\ m_N \end{bmatrix} (\ddot{v}_g + \ddot{v}_o) \quad (6.5)$$

$$K_\theta = \frac{\sum_{i=1}^N \sum_{l=1}^N m_i h_l^2}{e} (\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta}) - \frac{\sum_{i=1}^N m_i h_i}{e} (\ddot{v}_g + \ddot{v}_o) - \frac{\sum_{i=1}^N m_i h_i \ddot{v}_i}{e} \quad (6.6)$$

$$K_o = - \frac{\sum_{i=1}^N m_i h_i}{v_o} (\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta}) - \frac{\sum_{i=1}^N m_i}{v_o} (\ddot{v}_g + \ddot{v}_o) - \frac{\sum_{i=1}^N m_i \ddot{v}_i}{v_o} \quad (6.7)$$

La ecuación (6.5) muestra que al conocer las aceleraciones angular ($\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta}$) y horizontal ($\ddot{v}_g + \ddot{v}_o$) de la cimentación, obtenida por medición directa, se pueden determinar las aceleraciones y desplazamientos de los entrepisos de la estructura, sin necesidad de conocer la rigidez angular y rotacional de la cimentación. Una vez conocidos los desplazamientos y aceleraciones de los entrepisos, estos valores se substituyen en la ecuación (6.7) y mediante un proceso estadístico, se puede determinar la rigidez horizontal en la base (K_o); sin embargo, este procedimiento no se puede aplicar para determinar la rigidez angular K_θ , puesto que no se conoce la rotación relativa de la cimentación (θ), a menos que se suponga (para sismos de baja intensidad) que $\ddot{\theta}_g$ es nula, con lo cual el ángulo medido en la base es aproximadamente igual a θ , así, se puede determinar K_θ en forma aproximada. Si se conocen las aceleraciones de algunos entrepisos del edificio, mediante medición directa, se pueden determinar de manera más aproximada las rigideces de la base mediante el uso de las ecuaciones (6.6) y (6.7); también se puede observar que estas ecuaciones se resuelven independientemente de la ecuación (6.5), y en esta, se puede suponer que las únicas incógnitas son las rigideces de los entrepisos, las cuales se pueden determinar de una manera aproximada, mediante el uso de un procedimiento estadístico (ver referencia 7).

En este trabajo, se desarrollaron varios programas ordenadores digitales para la recuperación el acelerograma rotacional del suelo, al considerar un amortiguamiento modal para el marco (el funcionamiento de este programa se analizará con detenimiento en el APENDICE B). Para comprobar el buen funcionamiento del programa, se propuso la siguiente secuencia de pasos:

- 1) Se escoge una estructura plana, la cual se somete a un sismo "supuesto" translacional (\ddot{v}_g) y rotacional ($\ddot{\theta}_g$) según la ecuación (6.1), de donde se determina la aceleración angular relativa de la fundación ($\ddot{\theta}$) y los desplazamientos y aceleraciones de los entrepisos del marco (mediante el uso

del programa (1), ver apendice A).

- 2) Se suman las aceleraciones $\ddot{\theta}_g$ (supuesto en el suelo) y $\ddot{\theta}$ (calculada en la base) para obtener la aceleración que se obtendría en la práctica ($\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta}$), en la base del marco (por medición directa).
- 3) "Se inicia el procedimiento normal de recuperación". Si se supone que ($\ddot{\theta} + \ddot{\theta}_g$) es el acelerograma rotacional medido directamente en la base, se somete a la estructura plana del paso (1) a las aceleraciones angular ($\ddot{\theta} + \ddot{\theta}_g$) y traslacional (\ddot{v}_g), según la ecuación (6.2), y se obtienen las aceleraciones y desplazamientos de los entrepisos del marco, los cuales deben ser iguales a los obtenidos en el paso (1); esto representa la primera comprobación de resultados (utilización del programa 2).
- 4) Se calcula el ángulo de rotación relativa θ mediante la ecuación (6.4).
- 5) Se deriva dos veces el ángulo de rotación θ por medio de un análisis con diferencias finitas (uso del programa 3).
- 6) Se resta a la aceleración ($\ddot{\theta} + \ddot{\theta}_g$), la aceleración obtenida del paso 5 $\ddot{\theta}_g$ el resultado debe ser la aceleración angular supuesta ($\ddot{\theta}$) en el primer paso de este procedimiento, esto representa la segunda y última comprobación de resultados.

6.1.1. Recuperación de rigideces de entrepiso y a rigides del suelo al considerar marcos planos y amortiguamiento.

La identificación de parámetros en estructuras, obtenidos a partir de las respuestas de un sismo, tiene interés actualmente, debido a la gran cantidad de edificios instrumentados existentes en las grandes ciudades del mundo, donde existen efectos sísmicos.

En esta sección se trata el problema de recuperar los parámetros de una estructura plana, en la cual se considera amortiguamiento. Considérese la estructura de la figura 6.3, en la cual se suponen amortiguamiento localizados en los entrepisos y en el suelo.

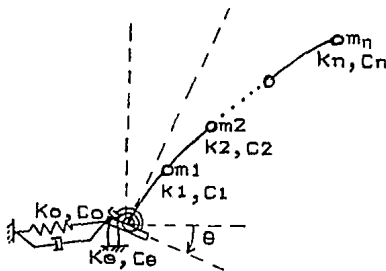


Fig 6.3

Sistema con N grados de libertad y amortiguamiento viscosos

La ecuación del movimiento para este sistema, cuando este se encuentra sometido a componentes de sismos translacional y rotacional, se puede escribir como:

$$M\ddot{v}(t) + C\dot{v}(t) + Rv(t) = -M \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{v}_g - M \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{\theta}_g \quad (6.8)$$

Donde [M] y [K] son las matrices de masa y rigidez dadas en la ecuación (6.11) y [C] es la matriz de amortiguamiento dada en la ecuación (2.32). La ecuación (6.8) se puede también escribir, de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & \dots \\ \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ \vdots & \dots & 0 & m_N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{v}_1 \\ \ddot{v}_2 \\ \vdots \\ \ddot{v}_N \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} (C_1+C_2) & -C_2 & 0 & \dots & 0 \\ -C_2 & (C_2+C_3) & \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & \dots & -C_N & \dots \\ 0 & \dots & \dots & 0 & C_N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{v}_1 \\ \dot{v}_2 \\ \vdots \\ \dot{v}_N \end{bmatrix} +$$

$$\begin{bmatrix} (K_1+K_2) & -K_2 & 0 & \dots & 0 \\ -K_2 & (K_2+K_3) & & & \\ 0 & & & & -K_N \\ 0 & \dots & 0 & -K_N & K_N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{v}_1 \\ \dot{v}_2 \\ \vdots \\ \dot{v}_N \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 h_1 \\ m_2 h_2 \\ \vdots \\ m_N h_N \end{bmatrix} (\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta}) - \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_N \end{bmatrix} (\ddot{v}_g + \ddot{v}_o) \quad (6.9)$$

$$K_{\theta} \cdot \theta + C_{\theta} \cdot \dot{\theta} = - \left[\sum_{i=1}^N J_i + \sum_{i=1}^N m_i h_i^2 \right] (\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta}) - \left[\sum_{i=1}^N m_i h_i \right] (\ddot{v}_g + \ddot{v}_o) - \sum_{i=1}^N m_i h_i \ddot{v}_i \quad (6.10)$$

$$K_o \cdot v_o + C_o \cdot \dot{v}_o = - \left[\sum_{i=1}^N m_i h_i \right] (\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta}) - \left[\sum_{i=1}^N m_i \right] (\ddot{v}_g + \ddot{v}_o) - \left[\sum_{i=1}^N m_i \ddot{v}_i \right] \quad (6.11)$$

Se propone el siguiente procedimiento para determinar los parámetros desconocidos : C_i , K_i , K_{θ} , C_{θ} , θ , $\dot{\theta}$, K_o , C_o , ya que se acepta que los restantes parámetros se obtienen mediante medición directa, se supondrá también conocida la frecuencia de vibración del sistema ω_i , obtenida mediante análisis espectral de la respuesta

Paso 1. Recuperación de las rigideces de entrepiso del marco:

En la ecuación (6.9) , las matrices de amortiguamiento , multiplicada por el vector de velocidades y la matriz de rigidez multiplicada por el vector de desplazamiento, se pueden escribir como:

$$\begin{bmatrix} (C_1+C_2) & -C_2 & & 0 & \dots \\ -C_2 & (C_2+C_3) & & & \\ \dots & \dots & \dots & & -C_N \\ \dots & \dots & \dots & -C_N & C_N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{v}_1 \\ \dot{v}_2 \\ \vdots \\ \dot{v}_N \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} (K_1+K_2) & -K_2 & \dots & \dots \\ -K_2 & (K_2+K_3) & & \\ \dots & \dots & \dots & -K_N \\ \dots & \dots & -K_N & K_N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_N \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \dot{v}_1 (\dot{v}_1 - \dot{v}_2) \\ (\dot{v}_2 - \dot{v}_1) (\dot{v}_2 - \dot{v}_3) \\ \dots \\ (\dot{v}_N - \dot{v}_{N-1}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ \dots \\ C_N \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \dot{v}_1 (\dot{v}_1 - \dot{v}_2) \\ (\dot{v}_2 - \dot{v}_1) (\dot{v}_2 - \dot{v}_3) \\ \dots \\ (\dot{v}_N - \dot{v}_{N-1}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_1 \\ K_2 \\ \dots \\ K_N \end{bmatrix} = (6.12)$$

$$\begin{bmatrix} \dot{v}_1 (\dot{v}_1 - \dot{v}_2) & 0 & \dots & 0 & \dot{v}_1 (\dot{v}_1 - \dot{v}_2) & 0 & \dots \\ 0 & (\dot{v}_2 - \dot{v}_1) (\dot{v}_2 - \dot{v}_3) & 0 & \dots & 0 & (\dot{v}_2 - \dot{v}_1) (\dot{v}_2 - \dot{v}_3) & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & (\dot{v}_N - \dot{v}_{N-1}) & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ \dots \\ C_N \\ K_1 \\ \dots \\ K_N \end{bmatrix} = \bar{R} \quad (6.13)$$

$$\bar{R} = -[M] \ddot{v} - \begin{bmatrix} m_1 h_1 \\ m_2 h_2 \\ \dots \\ m_N h_N \end{bmatrix} (\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta}) - \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ \dots \\ m_N \end{bmatrix} (\ddot{v}_g + \ddot{v}_0) \quad (6.14)$$

De manera compacta , la ecuación (6.13) se puede escribir como:

$$[\hat{D}] [\hat{P}] = \bar{R} \quad (6.15)$$

Así, si se trata de un sismo de baja intensidad de supondrá, que el amortiguamiento y la rigidez de entrepiso del marco, permanecerán constantes, o sea, son valores únicos en cada instante de tiempo; en la práctica el sistema (6.15) se deberá cumplir en cada dos instantes de tiempo, con lo cual se obtendrán tantos valores de amortiguamiento (C_i) y de rigideces (K_i), como instantes de tiempo se tengan en la medición y el sistema (6.15) quedará

sobre determinado. Al aplicar un procedimiento basado en mínimos cuadrados, se puede obtener \bar{P} , mediante la siguiente ecuación:

$$\bar{P} = [\hat{D}^T \hat{D}]^{-1} \hat{D} \bar{R} \quad (6.16)$$

De ahí se obtendrán valores aproximados para \bar{P} , existen también formas interactivas de resolver el sistema (6.15) (Referencia 8).

Paso 2:

Se recupera la rigidez traslacional del suelo K_0 y el amortiguamiento traslacional del suelo C_0 (mediante un procedimiento similar al anterior). De la ecuación (6.11) se tiene lo siguiente:

$$[\dot{D}_0 \dot{D}_0] \begin{bmatrix} C_0 \\ K_0 \end{bmatrix} = \bar{R}_1 \quad (6.17)$$

donde \bar{R}_1 se escribe como:

$$\bar{R}_1 = -[\sum_1^N m_i h_i] (\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta}) - [\sum_1^N m_i] (\ddot{v}_g + \ddot{v}_0) - [\sum_1^N m_i h_i \dot{v}_i] \quad (6.18)$$

La ecuación (6.17), se puede escribir como:

$$[\hat{D}_1] \cdot [\bar{P}_1] = \bar{R}_1$$

$$\bar{P}_1 = [\hat{D}_1^t \hat{D}_1]^{-1} \cdot \hat{D}_1^t \bar{R}_1 \quad (6.19)$$

Paso 3:

Se recupera la rigidez y el amortiguamiento rotacional mediante la fórmula (6.14), sin embargo, en esta ecuación se tienen como incógnitas adicionales $e_{(t)}$ y $\dot{e}_{(t)}$, por lo tanto la ecuación es indeterminada. A continuación se proponen dos procedimientos aproximados para calcular los parámetros.

Procedimiento 1:

Se supone que e y \dot{e} son los ángulos conocidos medidos en la base, así, la ecuación (6.19) se escribe como:

$$[\dot{e}; e] \begin{bmatrix} C_{\theta} \\ K_{\theta} \end{bmatrix} = -\bar{R}_2 \quad (6.20)$$

$$\bar{R}_2 = \left[\sum_0^N J_{i_1} + \sum_1^N m_i h_i^2 \right] (\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta}) - \left[\sum_1^N m_i h_i \right] (\ddot{v}_g + \ddot{v}_0) - \sum_1^N m_i h_i \ddot{v}_i \quad (6.21)$$

al usar un procedimiento similar al usado en el paso 1, resulta:

$$[\hat{v}_2] \cdot [\bar{P}_2] = \bar{R}_2 \quad (6.22)$$

de donde

$$\bar{P}_2 = [\hat{v}_2^t \cdot \hat{v}_2]^{-1} \hat{v}_2^t \cdot \bar{R}_2 \quad (6.23)$$

Procedimiento 2:

Se determina K_{θ} para que la frecuencia obtenida de la medición sea muy próxima a la frecuencia resultante del modelo matemático del marco; luego se determina C_{θ} de manera que las amplitudes de desplazamiento de los entrepisos del marco sean aproximadamente iguales a los obtenidos de mediciones. Los procedimientos anteriores se realizan en forma interativa. Una vez obtenidos K_{θ} y C_{θ} , se calcula e y \dot{e} , al resolver la ecuación diferencial

siguiente

$$C_e \cdot \ddot{\theta}_{(t)} + K_e \cdot \theta_{(t)} = \bar{R}_g(t) \quad (6.24)$$

donde

$$\bar{R}_g(t) = -[\sum_1^N J_i + \sum_1^N m_i h_i] (\ddot{\theta}_g + \ddot{\theta})_{(t)} - [\sum_1^N m_i h_i] (\ddot{v}_g + \ddot{v}_g)_{(t)} - \sum_1^N m_i h_i \ddot{v}_i \quad (6.25)$$

La ecuación (6.24) es una ecuación de coeficientes constantes, la cual se puede resolver por el método de diferencias finitas (ver ref. 8).

6.2.- Recuperación de acelerogramas rotacionales en las direcciones x, y, z para marcos espaciales.

Por simplicidad, las ecuaciones que se deducirán en este inciso se refieren al marco de dos niveles visto en el capítulo IV, para el cual las ecuaciones del movimiento se pueden reescribir como :

$$[\bar{M}] \ddot{v} + [\bar{C}] \dot{v} + [\bar{K}] v = \bar{R} \quad (6.26)$$

$$\bar{R} = -[\bar{M}^*] \cdot \left[\begin{array}{c|c|c|c|c|c|c|c} \begin{array}{c} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{array} & \begin{array}{c} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{array} & \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{array} & \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{array} & \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{array} & \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{array} & \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{array} & \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{array} \end{array} \right] \quad (6.26a)$$

[M*]: Esta dado por la ecuación (3.1)

$$K_{Ex} = \frac{\left[\sum J_{ix} + \sum m_i h_i^2 \right]}{e_x} (\ddot{\theta}_{xg} + \ddot{\theta}_x) - \frac{\left[\sum m_i h_i \right]}{e_x} (-\ddot{v}_{yg} + \ddot{v}_{oy}) - \frac{\left[\sum m_i h_i \cdot \ddot{v}_{iy} \right]}{e_x} \quad (6.27)$$

$$K_{Ey} = \frac{\left[\sum J_{iy} + \sum m_i h_i^2 \right]}{e_y} (\ddot{\theta}_{yg} + \ddot{\theta}_y) - \frac{\left[\sum m_i h_i \right]}{e_y} (-\ddot{v}_{xg} + \ddot{v}_{ox}) - \frac{\left[\sum m_i h_i \cdot \ddot{v}_{ix} \right]}{e_y} \quad (6.28)$$

$$K_{xo} = \frac{\left[\sum m_i h_i \right]}{v_{ox}} (\ddot{\theta}_{yg} + \ddot{\theta}_y) - \frac{\left[\sum m_i \right]}{v_{ox}} (-\ddot{v}_{xg} + \ddot{v}_{ox}) - \frac{\left[\sum m_i \ddot{v}_{ix} \right]}{v_{ox}} \quad (6.29)$$

$$K_{yo} = \frac{\left[\sum m_i h_i \right]}{v_{oy}} (\ddot{\theta}_{xg} + \ddot{\theta}_x) - \frac{\left[\sum m_i \right]}{v_{oy}} (-\ddot{v}_{yg} + \ddot{v}_{oy}) - \frac{\left[\sum m_i \ddot{v}_{iy} \right]}{v_{oy}} \quad (6.30)$$

$$K_{oz} = - \frac{\sum J_{iz}}{e_{oz}} (\ddot{\theta}_{zg} + \ddot{\theta}_{oz}) - \frac{\sum J_{iz} \ddot{\theta}_{iz}}{e_{oz}} \quad (6.31)$$

donde los siguientes terminos se definen como:

$\ddot{\theta}_{xg}, \ddot{\theta}_{yg}, \ddot{\theta}_{zg}$; aceleraciones angulares del suelo alrededor de los ejes x, y y z respectivamente

$\ddot{\theta}_x, \ddot{\theta}_y, \ddot{\theta}_{oz}$; aceleraciones rotacionales del centro de masas. de la base del marco alrededor de los ejes x, y, z respectivamente

$\ddot{v}_{yg}, \ddot{v}_{xg}$; aceleraciones traslacionales del suelo en las direcciones y, x respectivamente.

$\ddot{v}_{oy}, \ddot{v}_{ox}$; aceleraciones traslacionales del centro de masas, de la base del marco en las direcciones y, x respectivamente.

\ddot{u}_{ig} , \ddot{u}_{ix} , $\ddot{\theta}_{iz}$ aceleraciones horizontales y angulares del centro de masas, en las direcciones y, x y alrededor del eje z.

$$[\bar{M}] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & & & \\ \vdots & & m_1 & & \\ \vdots & & & m_2 & \\ 0 & \dots & \dots & \dots & J_{zz} \end{bmatrix} \quad (6.32)$$

$$[\bar{C}] = \begin{bmatrix} C_{x11} & C_{x12} & 0 & 0 & C_{x\theta11} & C_{x\theta12} \\ C_{x12} & C_{x22} & 0 & 0 & C_{x\theta12} & C_{x\theta22} \\ 0 & 0 & C_{y11} & C_{y12} & C_{y\theta11} & C_{y\theta12} \\ 0 & 0 & C_{y12} & C_{y22} & C_{y\theta12} & C_{y\theta22} \\ C_{x\theta11} & C_{x\theta12} & C_{y\theta11} & C_{y\theta12} & C_{\theta11} & C_{\theta12} \\ C_{x\theta12} & C_{x\theta22} & C_{y\theta12} & C_{y\theta22} & C_{\theta12} & C_{\theta22} \end{bmatrix} \quad (6.33)$$

$$[\bar{K}] = \begin{bmatrix} K_{x11} & K_{x12} & 0 & 0 & K_{x\theta11} & K_{x\theta12} \\ K_{x12} & K_{x22} & 0 & 0 & K_{x\theta12} & K_{x\theta22} \\ 0 & 0 & K_{y11} & K_{y12} & K_{y\theta11} & K_{y\theta12} \\ 0 & 0 & K_{y12} & K_{y22} & K_{y\theta12} & K_{y\theta22} \\ K_{x\theta11} & K_{x\theta12} & K_{y\theta11} & K_{y\theta12} & K_{\theta11} & K_{\theta12} \\ K_{x\theta12} & K_{x\theta22} & K_{y\theta12} & K_{y\theta22} & K_{\theta12} & K_{\theta22} \end{bmatrix} \quad (6.34)$$

Si se tiene el marco de dos pisos de la figura (3.1), sometido a un sismo de baja intensidad ($\ddot{e}_{xg} = \ddot{e}_{yg} = \ddot{e}_{zg} = 0$), se puede entonces calcular $K_{e_x}, K_{e_y}, K_{x_o}, K_{y_o}$, y K_{e_z} mediante las ecuaciones (6.26) al (6.31).

La matriz de rigidez, multiplicada por el vector desplazamientos, se encuentra desarrollada en el apéndice A (desarrollo A.3). Así la matriz de rigidez multiplicada por los desplazamientos de entrepiso, se puede escribir de la siguiente manera.

$$\begin{bmatrix}
 v_{11} & v_{12} & v_{13} & v_{14} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & v_{22} & 0 & v_{24} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & v_{35} & v_{36} & v_{37} & v_{38} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & v_{46} & 0 & v_{48} \\
 v_{51} & v_{52} & v_{53} & v_{54} & v_{55} & v_{56} & v_{57} & v_{58} \\
 0 & v_{62} & 0 & v_{64} & 0 & v_{66} & 0 & v_{68}
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 K_{ax1} \\
 K_{ax2} \\
 K_{cx1} \\
 K_{cx2} \\
 K_{by1} \\
 K_{by2} \\
 K_{dy1} \\
 K_{dy2}
 \end{bmatrix}
 = \hat{v} \cdot \hat{K} \quad (6.35)$$

Se observa que para un tiempo t_i existen más incógnitas que ecuaciones, esto no es problema puesto que, se cuenta con un número grande de instantes de tiempo que proporcionarán más ecuaciones que incógnitas.

Los términos v_{ij} , se encuentran desarrollados en el apéndice A (desarrollo A.4).

Al cambiar ν_{ij} por $\hat{\nu}_{ij}$; K_{axi} , K_{cxi} , K_{dyi} , K_{hyi} por C_{axi} , C_{cxi} , C_{byi} , C_{dyi} ; ν_{ix} , ν_{iy} , e_{iz} por $\hat{\nu}_{ix}$, $\hat{\nu}_{iy}$, \hat{e}_{iz} , se obtiene la matriz de amortiguamiento multiplicada por el vector de velocidades, que se puede expresar como, $\hat{\nu}$. C. Así, la ecuación (6.26) puede ser escrita como:

$$\hat{\nu} \cdot C + \hat{\nu} \cdot K = \bar{R} - [\bar{M}] * \ddot{\nu}$$

ó

$$[\hat{\nu} : \hat{\nu}] \begin{bmatrix} C \\ K \end{bmatrix} = \bar{R} - [\bar{M}] * \ddot{\nu} \quad (6.36)$$

El segundo miembro de la ecuación (6.36) se conoce, puesto que \bar{R} está dado por la ecuación (6.26a), $[\bar{M}]$ se define en la ecuación (6.32) y $\ddot{\nu}$ es el vector de aceleraciones, obtenido de medición directa, además, se conoce la matriz $[\hat{\nu}, \hat{\nu}]$ puesto que ella está formada básicamente por velocidades y desplazamientos obtenidos de medición en el marco espacial. Así, si se aplica un procedimiento similar al del inciso (6.11) se pueden obtener los coeficientes de amortiguamiento y rigidez del marco espacial.

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA ESTRUCTURAL
EN EJEMPLOS SELECCIONADOS

En este trabajo se elaboró un programa que considera cinco componentes sísmicas (3 rotacionales y 2 traslacionales) que actúan en la base de una estructura tridimensional, en la cual se acepta la existencia de interacción suelo-estructura. Para verificar el buen funcionamiento del programa se seleccionaron tres edificios de 2,9 y 17 pisos, los cuales se analizaron en dos etapas: en la primera se acepta en la base empotramiento perfecto, para comparar los resultados obtenidos por el programa con resultados obtenidos por otros autores; en segundo lugar, se tomó en cuenta la interacción suelo-estructura, mediante 5 resortes (2 rotacionales, 1 torsional y 2 traslacionales, fig(3.1) colocados en la base de la estructura. Se aceptó una matriz de masas semejante a la mostrada en la ecuación 3.1. Estos análisis se realizaron con el objeto de cuantificar la importancia de considerar la interacción suelo-estructura y las componentes de sismos traslacionales, rotacionales y torsionales, en el análisis de estructuras espaciales.

El programa calcula la matriz de rigidez espacial, bajo la hipótesis de entrepisos infinitamente rígidos a torsión y acopla las matrices de rigidez de los marcos planos que forman la estructura espacial, según lo visto en el inciso (4.2). Después de obtener las matrices de masa y rigidez de la estructura espacial, calcula las frecuencias y modos de vibración de la estructura con el método de Jacobi (ref 8). Por último, obtiene la respuesta del edificio, mediante análisis modal (ver inciso 5.2), y calcula desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas en cada entrepiso de la estructura, ante la excitación, provocada por las componentes sísmicas descritas anteriormente, las cuales

actúan por separado, en la base de la estructura considerada.

7.1.- Criterio de selección de los edificios estudiados

Se seleccionaron tres edificios, uno de 2, otro de 9 y el tercero de 17 pisos de altura (ver apéndice C), los cuales se analizaron mediante el uso del programa "TESCOSE.FOR", y sus resultados se encuentran en los apéndices C y D.

Se seleccionaron edificios de diferentes alturas y geometría, para poder evaluar la respuesta en edificios con interacción suelo-estructura, cuando se someten a una excitación con cinco componentes sísmicas, aplicadas en la base.

El edificio de dos pisos consta de sólo cuatro ejes de columnas y está formado por cuatro pórticos planos con vigas y columnas interconectadas. Se seleccionó para evaluar el efecto de la interacción suelo-estructura en edificios de poca altura.

El edificio de nueve pisos está formado por cuatro marcos en la dirección x y seis marcos en dirección y, interconectados por una losa reticular, considerada infinitamente rígida a torsión. Tiene cuatro muros excéntricos de forma de ángular, que hacen que haya gran excentricidad en dirección y y, poca en dirección x. Con las características geométricas de este edificio edificio se puede evaluar la influencia en la respuesta que se genera en la dirección x (dirección casi simétrica), al aplicar excitación sísmica en la dirección y (dirección asimétrica).

Otra de las razones por la cual se escogió este edificio fue por contar con información de análisis, con empotramiento perfecto en su base (ref 9); y los resultados obtenidos previamente se compararon con los generados por el programa "TESCOSE.FOR", los cuales se encuentran desglosados en el apéndice C. Este edificio también es útil para evaluar las respuestas en edificios de mediana altura y forma geométrica irregular, cuando se considera interacción

suelo-estructura y excitaciones angulares y traslacionales que actúan individualmente o simultáneamente en el edificio.

Por último se consideró el edificio de concreto reforzado de 17 pisos , el cual , cuenta con 6 marcos en dirección x,y 14 en dirección y, los cuales están formados por vigas, columnas, muros y contravientos; estos elementos están unidos a las losas de entrepiso que se consideraron infinitamente rígidas a torsión. Este edificio se analizó de dos maneras diferentes: analíticamente, por medio del programa super E-Tabs y experimentalmente mediante vibración ambiental (ref 9). Los resultados de estos análisis se compararon con los obtenidos por el programa "TESCOSE.FOR" y se condensan en el apéndice C. Este edificio presenta simetría perfecta en la dirección Y y asimetría en dirección x, inclusive con cambios en las excentricidades de las masas , con la altura. Además muchos de los marcos de este edificio presentan cambios de rigidez notables con la altura, lo que hace interesante el estudio para el cálculo de la respuesta sísmica.

Se intenta también con este edificio evaluar la respuesta sísmica en edificios de altura considerable, cuando se considera el efecto de interacción suelo-estructura y una excitación sísmica de cinco componentes.

Con el análisis de estos edificios se busca evaluar el cambio en los desplazamientos , aceleraciones y la varianza de la aceleración con la altura, cuando se excita con un sismo cuyas características se obtuvieron de registros en el valle de México . Al comparar los desplazamientos obtenidos del análisis por el programa , en los entrepisos cuando se considera interacción suelo-estructura, se desea evaluar la posible causa de la coalición entre edificios , que puede ser producto, principalmente de las rotaciones y los movimientos de la cimentación

7.2.- Selección de los componentes sísmicos

Del análisis de resultados de mediciones en edificios instrumentados, se observa la existencia de seis componentes de movimiento en la base de los edificios, principalmente cuando se encuentran en zona de suelo blando, o zona del lago en la ciudad de México. Los seis movimientos son tres desplazamientos lineales y tres movimientos angulares. En este trabajo se consideran cinco componentes de desplazamiento y se omite el movimiento vertical, ver la fig 3.1. Así se toman en cuenta las cinco componentes sísmicas que actúan separadamente en la base de una estructura, y cuando se considera el efecto de interacción suelo-estructura, se puede evaluar la existencia de desplazamientos lineales y angulares relativos entre la base de la estructura y el suelo. Además, mediante el uso del programa TESCOSE.FOR, se puede cuantificar la contribución de cada componente sísmica en los desplazamientos y aceleraciones que se generan en los entrepisos de un edificio desplantado sobre suelo blando.

Se considera importante verificar el comportamiento de edificios sometidos a estas componentes sísmicas en la ciudad de México, ya que las características del suelo de algunas partes de esta ciudad, son difíciles de encontrar en otras partes del mundo, por lo que, esos efectos han sido poco estudiados anteriormente. Sin embargo, se hace necesario evaluar el comportamiento sísmico de edificios en estas condiciones, ya que su respuesta puede ser muy diferente a la esperada en edificios con empotramiento perfecto en su base.

7.3.- Criterios para representar la interacción suelo-estructura

En algunos trabajos realizados se ha podido demostrar que el suelo se comporta de manera asimilable a un modelo "Burgeriano". Sin embargo, si se considera que la acción sísmica produce fuerzas en la interacción suelo-pilotes que varían rápidamente con el tiempo, y tomando en cuenta que el sismo al que está sometido el edificio

es de baja intensidad, se puede suponer un comportamiento del suelo lineal en la base de la estructura. El efecto de interacción se puede entonces idealizar mediante cinco resortes colocados en la base del edificio (fig 3.1) , lo que permite evaluar el comportamiento de la base , cuando la cimentación se considera infinitamente rígida , sometida a la acción de cinco componentes del sismo.

Con esta idealización es posible evaluar la amplificación de los desplazamientos, aceleraciones y varianzas de las series de tiempo de aceleraciones, con la altura del edificio; así, si se calculan las varianzas de las aceleraciones de la base de la cimentación y de los entrepisos del edificio, se puede calcular la amplificación respecto a la base de la estructura , lo cual proporciona una idea de como se transmite la energía a través del edificio.

En el apéndice C se encuentra dibujada la variación de los desplazamientos, aceleraciones y varianzas para los tres edificios estudiados en este trabajo.

7.4.- Cálculo de la respuesta para cada componente sísmica y para la superposición

Para evaluar la respuesta sísmica de un edificio con interacción suelo-estructura se elaboró un programa que calcula la matriz de rigidez de cada marco plano que forma la estructura espacial, según lo indicado en el inciso (4.1), para luego formar la matriz espacial al conjuntar las matrices de los marcos planos de acuerdo con el inciso (4.2). Una vez conjuntada la matriz de rigidez, se calcula la matriz de masas, con datos de masas traslacionales y momentos de inercia rotacionales de los entrepisos , que se proporcionan al programa según lo que se indica en el apéndice B . Con estas matrices se calculan las frecuencias , periodos y formas modales del edificio , mediante el método de

Jacobi (ref 8); una vez calculadas las frecuencias y formas modales del edificio, se utiliza la superposición modal para calcular los desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas en cada entrepiso del edificio mediante una integración lineal de las aceleraciones del suelo (ver apéndice A)

Para obtener la respuesta del edificio sometido a las diferentes componentes sísmicas, se hace uso del principio de superposición, y se divide al vector de cargas del edificio, tridimensional, en cinco vectores de carga, tal y como se muestra en el inciso 5.2; así la respuesta total del edificio, se puede obtener mediante la suma de cada componente del mismo y, si se desea evaluar cual es la contribución de cada componente sísmica en la respuesta total, ésta se puede obtener al calcular la respuesta por separado, lo cual fue realizado para los tres edificios estudiados y los resultados se encuentran condensados en los apéndices C y D.

7.5. - Resumen de los resultados

El edificio de 9 pisos se analizó con el programa TESCOSE.FOR con empotramiento perfecto en su base, y los resultados se compararon con los obtenidos en la referencia 9; se comprobaron periodos, formas modales y porcentajes de masas asociados a cada modo de vibración. Estos resultados se encuentran en el apéndice C.

El edificio de 17 pisos se analizó con el programa TESCOSE.FOR al considerar empotrada su base y, los resultados obtenidos para frecuencias, periodos y formas modales se compararon con los obtenidos al evaluar la vibración ambiental del edificio y con los del programa Super E-tabs (ref 10), los resultados se muestran condensados en el apéndice C.

El edificio de dos pisos se analizó con excitación sísmica y empotramiento perfecto en su base y, ya que el edificio es simétrico en ambas direcciones y con propiedades geométricas

iguales , los resultados de frecuencias y periodos son iguales en las dos direcciones principales; además se busca verificar que las formas modales esten desacopladas, también se debe obtener en ambas direcciones , iguales desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas ya que los componentes de excitación sísmica en ambas direcciones fueron iguales , estas verificaciones realizadas al programa "TESCOSE.FOR", se encuentran en el apéndice D.

Para tomar en cuenta el efecto de interacción suelo estructura se calculan las rigideces de los cinco resortes según las referencias (11 y 12); se calcularon los periodos y formas modales para los tres edificios, y también se obtuvo y graficó la variación de los desplazamientos , aceleraciones y varianza de las aceleraciones con la altura : en los tres edificios se compararon estos resultados con los obtenidos al considerarlos empotrados en la base .

Se calcularon desplazamientos y aceleraciones en los niveles de los edificios, con y sin interacción suelo-estructura y con excitaciones traslacionales y rotacionales en las direcciones x e y , y movimiento torsional de la base ; todos los calculos se realizaron por separado y al considerar interacción suelo-estructura , los resultados de la amplificación de los desplazamientos en los entrepisos, se compararon con los obtenidos de un análisis que considera empotramiento perfecto en la base , lo que contribuye a explicar el choque de edificios, en zonas de suelo blando, cuando existe excitación sísmica.

También se calcularon las fuerzas en los entrepisos de alguno de los pórticos planos que forman la estructura espacial de los tres edificios estudiados, bajo tres tipos de excitación sísmica: un primer tipo en el cual se consideran las cinco componentes sísmicas que actuan simultáneamente ; además , se toman en cuenta los giros torsionales de los entrepisos. Un segundo tipo considera las cinco componentes sísmicas que actuan simultáneamente sin tomar en consideración efectos torsionales de los entrepisos y finalmente

, en el tercer tipo de análisis sólo se considera excitación sísmica en la dirección x del edificio .

Estos estudios se realizaron con el fin de verificar la importancia de la torsión en edificios espaciales y, también cuantificar la influencia de considerar todas las componentes sísmicas que actúen simultáneamente en su base . Los resultados se compararon con un análisis tradicional en el cual sólo se considera una componente sísmica, que actúa en una sola de las direcciones principales.

En el apéndice D se encuentran tablas comparativas de todos los resultados obtenidos de los análisis anteriores, y en el siguiente capítulo se hace una discusión crítica de estos resultados.

En el apéndice C también se muestran gráficas que ilustran el movimiento del nivel superior de cada edificio, cuando en la base de los edificios existen cuatro componentes sísmicas desfasadas en el tiempo , que actúan simultáneamente . Estas gráficas permiten verificar la existencia de movimientos predominantes de las masas de los edificios, o si el movimiento es irregular y sólo depende de las características geométricas del edificio y de la acción excitadora , Los diagramas también dan una idea de la importancia de considerar la flexocompresión biaxial en las columnas de un edificio sometido a excitación sísmica.

En este trabajo la excitación de movimientos angulares (dos rotacionales y una torsional) , se obtuvo de mediciones en la base de un edificio instrumentado de la ciudad de México , como se estudió en el capítulo VI. Sin embargo, estas componentes sísmicas no son estrictamente las excitaciones que provienen del suelo, puesto que las rotaciones que se miden en la base del edificio son movimientos absolutos (ver capítulo VI) .

En el apéndice C se muestra la recuperación de la aceleración angular del suelo en un edificio instrumentado de la ciudad de México (Edificio Jalapa) , cuando se acepta que se conoce por anticipado la aceleración angular del suelo $\ddot{\theta}_g$, y mediante el procedimiento indicado en el capítulo VI se demuestra que es

posible la recuperación deseada, con buena exactitud.

Con este procedimiento se pueden recuperar aceleraciones angulares para los distintos edificios instrumentados de la ciudad de México cuando no se considera el movimiento vertical global de todo el edificio. Así, mediante un análisis estadístico de varios sismos, se pueden cuantificar, de manera aproximada, los efectos de la rotación de la base que se podrían esperar en las distintas zonas del Valle de México, ante sismos originados en diversos epicentros.

CAPÍTULO VIII

DISCUSIÓN CRÍTICA DE LOS RESULTADOS

En este capítulo se discuten los resultados provenientes de los análisis descritos en el capítulo anterior: se intenta evaluar de manera crítica los aspectos obtenidos más importantes, referentes a: la excitación sísmica, interacción suelo-estructura, respuesta tridimensional de edificios, así como las relaciones fuerzas desplazamientos que se pueden generar, en los tres ejemplos seleccionados en este trabajo.

A continuación se juzgará, con base en los resultados obtenidos (sin extrapolar resultados), el comportamiento de los tres edificios estudiados. Se comenta la importancia de considerar la interacción suelo-estructura en ellos, y se trata de responder a las siguientes preguntas:

- a) Qué importancia tiene el considerar los grados rotacionales y torsionales de la cimentación?
- b) Qué importancia puede tener el considerar las cinco componentes de sismos estudiadas en edificios tridimensionales?
- c)Cuál es el efecto de la torsión en edificios simétricos, semi-simétricos y asimétricos?

8.1.- Análisis de resultados en los edificios estudiados, al considerar empotramiento en su base

Para el edificio de 9 pisos, se observa en la tabla C.2 y en las figuras que representan los modos de vibración, la existencia de similitud en los resultados obtenidos por el programa TESCOSE.FOR, y aquellos mencionados en la referencia 9 (ver figuras C.7 hasta

C.11) Las diferencias en los resultados se atribuyen a la indefinición de zonas rígidas de los nodos entre vigas y columnas, y a la consideración, en la referencia 9, de efectos PA; también se puede observar una gran similitud en cuanto a los porcentajes de masas referentes a cada modo de vibración (ver tabla C.2).

Al observar los resultados provenientes del análisis del edificio de 17 pisos, se observan diferencias apreciables entre las frecuencias de vibración obtenidas por el programa TESCOSE.FOR, AL SUPER E-tabs y con el análisis de vibración ambiental (ver referencia 10). Estas diferencias se atribuyen a que el edificio de 17 pisos, tiene muchos muros de cortante, los cuales se idealizaron en el programa TESCOSE.FOR con fórmulas aproximadas dadas en la referencia 13. Además, en el análisis realizado con el programa SUPER E-tabs se consideraron: escaleras, paredes y algunos otros elementos no estructurales que no se tomaron en cuenta al utilizar el programa TESCOSE.FOR (ref 10). Sin embargo, las frecuencias obtenidas por el programa TESCOSE.FOR para los modos segundo y tercero en las direcciones traslacional en dirección x, traslacional en dirección y, y torsional respecto al eje z, se aproximan bastante a las obtenidas del análisis de vibración ambiental, comparadas con las que resultan del programa SUPER E-TABS (ver tabla C.4). También se compararon las formas modales obtenidas de los tres análisis antes mencionados; los resultados se graficaron en las figuras: C.30a, C.30b y C.30c del apéndice C.

Al evaluar los resultados obtenidos del análisis del edificio de dos pisos con empotramiento en la base, el cual presenta simetría de masas y rigidez, se observa que las frecuencias, formas modales y desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas de entrepisos, son iguales en las dos direcciones principales analizadas por el programa; este análisis demuestra que el programa funciona para el caso límite de edificios simétricos, en los cuales

se deberá notar la existencia de modos de vibración completamente desacopladas (ver apéndice C y D, tabla D2.a y resultados del programa para este edificio).

8.2.- Análisis de resultados de los edificios estudiados cuando se considera interacción suelo-estructura

En este inciso se estudian los resultados obtenidos del análisis de tres edificios, de dos, nueve y diez y siete pisos con interacción suelo-estructura y excitación sísmica de cinco componentes (dos rotacionales, dos traslacionales y una torsional), en los cuales interesó calcular la variación de los desplazamientos, aceleraciones y varianza de la aceleración en función del tiempo, con respecto a la altura del edificio. De estos análisis fue posible demostrar que cuando los tres edificios estudiados se encuentran desplantados en suelo blando, es imprescindible considerar interacción suelo-estructura, si se desean obtener resultados razonables en cuanto a frecuencias y períodos de vibración, desplazamientos máximos, aceleraciones y fuerzas máximas.

Fue posible demostrar, para los edificios de nueve y de diez y siete pisos que el efecto del movimiento torsional causa incrementos apreciables, en los desplazamientos y fuerzas horizontales; además, se comprobó que cuando un edificio es simétrico en una de las direcciones principales de geometría, y asimétrico en la otra dirección (ver la planta de los edificios de nueve pisos y la de diez y siete pisos), no es aceptable analizar en un solo plano el edificio en la dirección simétrica, puesto que existirán sismos con direcciones de excitación no coincidentes con la dirección simétrica del edificio, lo que hace que la dirección asimétrica de la estructura, también se encuentra sometida a excitación sísmica. Por ello al existir asimetría, los efectos torsionales causarán desplazamientos y fuerzas adicionales

de magnitud importante , en la dirección simétrica del edificio.

Se pudo demostrar además, que aún en edificios completamente simétricos la existencia de un sismo torsional, hace que el edificio se comporte en forma asimétrica, lo cual causará errores que pueden ser importantes en la respuesta de estructuras espaciales.

8.2.1- Estudio comparativo de las fuerzas y desplazamientos obtenidos en los edificios estudiados

Es importante destacar que los desplazamientos resultantes en los tres edificios estudiados son mayores al considerar interacción suelo estructura, en comparación con la estructura empotrada.

Al realizar análisis a los tres edificios con interacción suelo-estructura y comparar con los resultados del edificio empotrado en la base , con excitación sísmica traslacional, que actúa en las direcciones x e y por separado (ver figuras C.14, C.32, C.33 y C.40), se observan incrementos de los desplazamientos al considerar interacción suelo-estructura que van desde 546% en el edificio de nueve pisos hasta 145% en el edificio de dos pisos (ver tablas D.6, D.7 y D.8) . Estos resultados indican que cuando se desee calcular los desplazamientos máximos que se pueden generar en edificios desplantados en zonas de suelo blando , es indispensable realizar un análisis que considere la interacción suelo-estructura; los resultados también indican que una causa del choque de estructuras se puede atribuir a la falta de rigidez angular en la base, ya que al existir una rigidez angular baja los desplazamientos máximos que se registran en un edificio pueden ser grandes.

Al analizar las aceleraciones máximas en los tres edificios, se observa que no siempre son mayores cuando se toma en cuenta interacción suelo-estructura. Esto puede explicarse por que en algunos edificios la interacción suelo-estructura libera energía ,

lo que ocasiona mayores desplazamientos pero menores fuerzas de entrepiso. Sin embargo en otros edificios en donde la frecuencia natural del sistema y la de excitación son próximas, tanto los desplazamientos como las aceleraciones tendrán un mayor incremento (ver apéndice D, tablas D.6, D.7, D.8 y D.9). Así en los edificios de 17 y 2 pisos se encontró que la interacción suelo estructura y la excitación sísmica traslacional en una dirección produce desplazamientos mayores con aceleraciones menores, mientras que en el edificio de nueve pisos se encontraron desplazamientos y aceleraciones mayores.

Esto indica que es siempre necesario realizar análisis que consideren interacción suelo estructura, puesto que el incremento en el periodo natural del sistema que causa el considerar este tipo de análisis, puede ocasionar que el edificio estudiado entre en resonancia.

Para verificar lo antes expuesto se realizó un segundo análisis del edificio de 17 pisos, sin cambiar las constantes de rigidez de los resortes del suelo, pero modificando el contenido de frecuencias del sismo actuante inicial, lo que ocasionó incrementos, tanto de las aceleraciones, como en los desplazamientos (ver apéndice D tabla D.7 y D7a).

Se calcularon las fuerzas laterales actuantes en algunos de los marcos planos que forman la estructura espacial de los tres edificios estudiados, sometidos a las siguientes combinaciones de componentes sísmicas:

- a) Cinco componentes de sismos actuando simultáneamente con y sin efectos torsionales
- b) Sólo excitación sísmica traslacional en dirección x.

Al edificio de dos pisos se le hicieron dos análisis :a) con todos sus pórticos simétricos ,b) con un pórtico en la dirección x asimétrico .

Los edificios de 9 y 17 pisos se analizaron como se muestra en el apéndice C.

A continuación se discuten los resultados de los análisis anteriores.:

Para el edificio de dos pisos se calculó la respuesta, en búsqueda de desplazamientos y fuerzas del marco número 2 de la dirección simétrica (dirección y). Cuando se tomó el edificio asimétrico, la consideración de 5 componentes sísmicas más torsión causó que las fuerzas aumentaran su magnitud (ver apéndice C y D Figuras C.43 y C.44, D.18, D.19). Para el edificio simétrico en las dos direcciones se realizó un análisis adicional, en donde se consideró solo excitación sísmica torsional, los resultados se encuentran en el apéndice C y D (ver C.43, C.44, D.18 y D.19)

El primer análisis indicó que las excitaciones que causaron mayores desplazamientos y fuerzas laterales en los entrepisos fueron las componentes sísmicas rotacionales y torsionales, las cuales ocasionaron un incremento en la fuerza, en un instante de tiempo, de hasta 24 veces la que se produce cuando solo existe una componente de excitación.

En el segundo análisis (edificio simétrico), se observó un resultado similar al anterior, pero la excitación torsional no causó incrementos apreciables en los desplazamientos y fuerzas laterales.

Estos dos análisis indican que aún en edificios de poca altura, puede ser importante el considerar interacción suelo-estructura, así como componentes sísmicas rotacionales y torsionales.

Los resultados obtenidos del edificio de 9 pisos muestran la importancia de considerar efectos torsionales en edificios de mediana altura, con una dirección geométrica asimétrica. En este edificio se calcularon las fuerzas y desplazamientos que se generan

en el marco A (ver planta del edificio en el apéndice C), producidos por los tres tipos de excitaciones propuestas anteriormente. El análisis indica que cuando se consideran efectos torsionales, se producen incrementos de desplazamientos, de hasta el 343%; Además, se afectan notablemente las fuerzas laterales del marco, en cuanto a magnitud y dirección (ver apéndice C y D, Fig C.17 y tablas D.13), se hace notar que el marco A corresponde a la dirección simétrica del edificio, pero los efectos torsionales causan incrementos notables, tanto en desplazamientos, como en fuerzas.

En este edificio se calcularon las fuerzas laterales que actúan en la dirección x en un instante de tiempo, cuando existen en la cimentación 5 componentes sísmicos, 2 rotacionales, 2 traslacionales y 1 torsional, las cuales resultaron en la misma dirección que los desplazamientos de las masas. Sin embargo al calcular las fuerzas que se generan en el marco A producidas por los mismo desplazamientos, las fuerzas que se generan en el marco cambian su dirección con la altura. Esto se explica, porque el edificio tridimensional tiene una matriz de rigidez cuya variación de rigideces de entrepiso con la altura es diferente a la de los marcos planos que lo forman, lo que obliga a cada marco plano que conforma la estructura tridimensional, a desplazarse igual que el edificio en conjunto. Se generarán así fuerzas cortantes en los entrepisos del edificio, los cuales se han supuesto infinitamente rígidos a torsión.

Al calcular las fuerzas y desplazamientos que se generan en el marco A, producidos por las tres excitaciones antes mencionadas, las componentes sísmicas torsionales y la rigidez torsional de los entrepisos juegan un papel muy importante (ver fig C17, y tablas D.13 y D.14).

Las fuerzas y desplazamientos calculadas en el edificio de 17 pisos muestran un comportamiento parecido al obtenido en el

edificio de 9 pisos. En este edificio se analizaron los marcos extremos y centrales que conforman la dirección y del edificio (dirección simétrica). Hay que destacar que los marcos extremos tienen vigas y columnas ficticias en los cinco primeros pisos. Estos marcos se escogieron para comprobar que la distribución de fuerzas actuantes sobre ellos produce fuerzas cortantes y momentos nulos en el nivel 5, lo cual se pudo demostrar para todas las excitaciones sísmicas, como se puede apreciar en el péndice D, tabla (D.15).

En los valores de fuerzas y desplazamientos en los marcos, se nota nuevamente que los efectos torsionales y rotacionales son importantes para generar fuerzas y desplazamientos en los marcos planos que forman el edificio (ver apéndice D, Tablas D.15 y D.17).

Las fuerzas que resultan en los marcos planos cambian su dirección en algunos entrepisos, en los marcos extremos, es necesario para que haya equilibrio de fuerzas y momentos (ver tabla D.15)

En el edificio de 17 pisos se calcularon las fuerzas laterales en dirección Y que actúan en el edificio, cuando se somete a cinco componentes sísmicos (2 rotacionales, 2 traslacionales y 1 torsional).

Estas fuerzas resultaron todas en la misma dirección que los desplazamientos (ver apéndice D tabla D.17).

Por último, se calcularon las fuerzas y desplazamientos en el marco A del edificio de 9 pisos considerando empotramiento en la base, sometido a una excitación sísmica traslacional en dirección x, sus valores resultaron muy inferiores en comparación con los que resultan de considerar cinco componentes sísmicos y efectos de torsión (ver apéndice D tablas D.14); Esto muestra la importancia de considerar efectos de interacción suelo estructuras y

excitaciones sísmicas rotacionales y torsionales en edificios de mediana altura . Así, cuando este edificio se desplanta en zonas de suelo blando y se calcula con empotramiento perfecto en su base, se cometen errores graves, no sólo en la determinación de los desplazamientos máximos, sino también en el cálculo de las fuerzas laterales y cortantes de entrepiso; estos errores resultaron entre el 200% y 400% en los cortantes basales del marco o del edificio, lo que puede causar que los factores de seguridad usados en el diseño , sean totalmente ineficientes, y el edificio en algunos casos podría no resistir la excitación sísmica.

8.2.2. - Estudio Comparativo de la amplificación de la varianza de con la altura

Se calculó la varianza de las series de tiempo de aceleraciones en algunos entrepisos de los tres edificios analizados en este trabajo, se hizo con la finalidad de calcular su amplificación de la varianza con la altura de los edificios, para tener una idea de la propagación de la energía, con la altura del edificio . Los cálculos se realizaron en los tres edificios con y sin efectos de interacción suelo-estructura.

Los resultados de los análisis anteriores se normalizaron con respecto a la base de la estructura y, se calcularon para varias componentes de excitación sísmica, por separado.

El análisis de resultados mostró que la interacción suelo-estructura no siempre , las varianzas de las aceleraciones resultan mayores que cuando se considera empotramiento en la base del edificio. En los edificios de 2 y 17 pisos ,las varianzas de las aceleraciones disminuyeron , cuando se consideró interacción suelo-estructura como se demuestra en el apéndice C, figuras C. 31 y C.41. Estas gráficas sólo muestran la respuesta a excitación sísmica traslacional en una dirección . Para el mismo tipo de

excitación, se obtuvieron incrementos notables en la varianza de las aceleraciones en el edificio de nueve pisos (ver apéndice C figura C.12). Estos resultados demuestran que en algunos edificios la interacción suelo-estructura disipa energía, lo que causa desplazamientos grandes pero aceleraciones pequeñas, lo cual ocasiona fuerzas inferiores cuando se considera interacción suelo-estructura. En otros edificios, la interacción suelo-estructuras ocasiona notables incrementos en los desplazamientos y las aceleraciones de entrepiso, esto se puede explicar del hecho de que las frecuencias de excitación del sismo en algunos casos, pueden estar cerca de las frecuencias naturales del edificio cuando se considera interacción suelo-estructura.

Esto muestra que los efectos de interacción suelo-estructura siempre se deben considerar, en edificios apoyados en suelo blando.

En los tres edificios se calculó la varianza de la aceleración rotacional y torsional, la cual se normalizó con respecto a la planta baja y se graficó en función de la altura del edificio, los resultados se muestran en el apéndice C (Figuras C.15, C.16, C.34, C.35, C.41, C.42).

En ellos, se observa que el mayor incremento de la varianza con la altura se presenta en el edificio de 9 pisos. Cabe destacar que los resultados obtenidos de este análisis fueron deducidos colocando en la base del edificio solo excitación sísmica torsional y considerando una rigidez torsional del suelo, según lo especifica la referencia (12).

8.2.3. - Estudio comparativo de desplazamientos y aceleraciones cuando se consideran las componentes de excitación sísmica rotacionales y torsionales.

Los tres edificios estudiados se sometieron a las siguientes componentes de excitación sísmica : rotacional en dirección y, rotacional en dirección x, y, torsional, y se tomó en cuenta la interacción suelo-estructuras.

En el edificio de 9 pisos se calcularon en un instante de tiempo, los desplazamientos de los entrepisos del edificio, cuando existe excitación sísmica rotacional en el suelo; los resultados se graficaron y se encuentran en el apéndice C , fig (C.15 y C.16). Estos desplazamientos se compararon con los que resultan de someter al edificio a una excitación sísmica traslacional en la base (ver apéndice D. tabla D.9). Los resultados muestran que los desplazamientos que ocasionan las excitaciones rotacionales , son comparables a los desplazamientos con excitación sísmica traslacional y con la base empotrada , sin embargo al considerar interacción suelo-estructura y excitación traslacional de la base, se obtienen los máximos desplazamientos.

El edificio de 17 pisos se sometió a excitación sísmica rotacional en el suelo con interacción suelo-estructura, y se calcularon desplazamientos y aceleraciones en un instante de tiempo ,en los entrepisos del edificio ver apéndice C fig C.34, C.35, al compararlos con los obtenidos de considerar excitación sísmica traslacional, con y sin interacción suelo estructuras. Se observa que la excitación sísmica rotacional causa incrementos en los desplazamientos , en porcentos que varían entre 38.2% y 78%, mientras que en aceleraciones, los porcentajes varían entre 25.7% y 42.9%. Esto muestra que en el edificio de 17 pisos, es importante considerar excitaciones rotacionales en la base del edificio.

En los tres edificios se calcularon las aceleraciones torsionales en algunos entrepisos, cuando estos se someten a una excitación torsional en el suelo, los resultados muestran que en el edificio de 9 pisos, existe una amplificación apreciable de los

ángulos torsionales en los entrepisos . En el edificio de 17 pisos se observa que la configuración torsional del edificio, en el instante de tiempo seleccionado, cambia de signo con la altura, (ver apéndice C fig C.16, C.35 y C.42). En el edificio de dos pisos , también se observó una amplificación de los ángulos torsionales del edificio . Estos resultados indican que al considerar las excitaciones torsionales del suelo , se produjeron incrementos apreciables en los desplazamientos registrados en edificios.

CONCLUSIONES

1) Se calcularon periodos , formas modales , desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas en, los tres edificios seleccionados con empotramiento en la base, con lo cual se verificó el buen funcionamiento del programa TESCOSE.FOR

2) Se realizó un análisis de Fourier a las aceleraciones encontradas en los edificios seleccionados , cuando éstos se someten a excitación sísmica con y sin efectos de interacción suelo-estructura , para comprobar periodos y amortiguamientos modales, obteniéndose buenos resultados

3) Se logró realizar una recuperación de un acelerograma rotacional , a partir de datos registrados de un edificio instrumentado de la ciudad de México

4) Cuando se consideran que los edificios se apoyan en terreno blando, resulta imprescindible considerar en el programa el efecto de la interacción suelo-estructura, para una buena estimación de los desplazamientos y rotaciones en los entrepisos de los edificios . En los tres edificios seleccionados , siempre se obtuvieron desplazamientos mayores al considerar el sistema suelo-estructura , en comparacion con aquellos calculados cuando la superestructura se considera empotrada en la base

4) El programa desarrollado permite verificar la posible colisión de edificios , cuando se considera el efecto de suelos blandos en la base de la cimentación, y se conocen las características sísmicas en la base

5) En los edificios de dos y diez y siete pisos que se analizaron , la interacción suelo estructura libera parte de la energía del movimiento como cuerpo rígido de la superestructura , que produjo grandes desplazamientos, pero redujó las aceleraciones relativas en los distintos entrepisos . En el edificio de 9 pisos se obtuvieron aceleraciones y desplazamientos mayores que aquellos que se calcularon cuando se consideró empotramiento en la base del edificio , y únicamente se consideró la componente

traslacional del sismo en dirección paralela al eje x

6) Las componentes traslacionales y rotacionales de los sismos producen incremento en desplazamiento y aceleración en los diversos niveles de las estructuras analizadas, en comparación con aquellos que se obtienen al considerar únicamente la componente traslacional del sismo, con la base empotrada. Las componentes rotacionales y torsionales del sismo produjeron desplazamiento y aceleraciones comparables a aquellas que se calcularon al considerar únicamente la componente traslacional en una dirección, con el edificio empotrado en la base

7) La varianza de las series de tiempo obtenidas para presentar las aceleraciones causadas por las distintas componentes del movimiento sísmico, aumentan significativamente con la altura, en los tres edificios que se analizaron

8) Se obtuvieron las fuerzas provocadas en el marco A del edificio de nueve niveles, bajo la consideración del efecto de interacción y sin el, las cuales se valoraron con datos obtenidos del programa. Cuando se consideró la interacción, se excitó el edificio con las cinco componentes del movimiento sísmico, mientras que cuando el edificio se empotró en su base, solo se consideró la acción de la componente traslacional paralela al eje x. Los resultados obtenidos indicaron que las fuerzas y los desplazamientos del marco se incrementaron entre dos y cuatro veces. Esto indica que los incrementos en las fuerzas y cortantes basales pueden sobrepasar la capacidad de zonas de la estructura diseñada, con planteamientos convencionales, que no consideran la acción simultánea de los efectos que se analizaron con el programa

9) La distribución asimétrica en planta de un edificio puede generar fuerzas importantes, cuando se considera el efecto simultáneo de las cinco componentes del movimiento sísmico. En los tres edificios analizados, cuando se analizaron con apoyo sobre terreno blando, los análisis indican que siempre se debe considerar a los efectos rotacionales y torsionales en la base del edificio, para reproducir mejor la acción sísmica

10) Cuando se consideró el efecto de la interacción en el edificio de nueve pisos , se obtuvo una respuesta mayor que aquella calculada con la base empotrada ; en el edificio de 17 niveles se obtuvieron resultados contrarios . Esto indicó que el efecto de interacción con el suelo en un edificio , puede ser importante , independientemente de la altura del edificio , pero dependiente del contenido de frecuencias del sismo.

11) La aplicación del programa al edificio de dos pisos mostró que la acción de las componentes rotacionales y torsionales en la base del edificio apoyado en terreno blando , provocó la máxima respuesta estructural

12) Se demostró en los edificios de 9 y 17 pisos que el efecto del movimiento torsional causa incrementos apreciables , en cuanto a desplazamientos y fuerzas horizontales

13) Se comprobó que cuando un edificio presenta simetría en una de las direcciones principales de geometría , y asimetría en la otra dirección (ver planta de los edificios de 9 y 17 pisos), no es aceptable analizar en el plano simétrico al edificio , puesto que existirán sismos con direcciones no coincidentes con la dirección simétrica del edificio, lo que ocasiona una respuesta muy diferente a la esperada con un análisis plano

14) En edificios completamente simétricos, la existencia de un sismo torsional puede hacer que el edificio se comporte de manera asimétrica

15) Del análisis de la respuesta en el edificio de dos pisos , se concluye que aún en edificios de poca altura , la consideración de interacción suelo-estructura es necesaria, para una mejor reproducción de los efectos producidos por la acción sísmica tridimensional

16) Es necesario contar con mayor información obtenida de mediciones en edificios instrumentados , que establezcan series de tiempo típicas en diversos suelos, representativos de los movimientos rotacionales y torsionales en la base de ellos , para facilitar el uso del programa de análisis desarrollado en este trabajo

REFERENCIAS:

- 1) Thomson, W.T "Teoría de Vibraciones aplicadas"
1982, México.
- 2) Langhaar Henry L. "Energy Methods in Applied Mechanics"
1962, New York.
- 3) Sarcos Portillo Antonio, "Análisis dinámico de Pórticos y edificios por los métodos Rayleigh, Stodola, y Determinante a través del Computador". Venezuela, 1992
- 4) Fortoul Celso, "Apuntes de Dinámica estructural"
1990, Caracas, Venezuela
- 5) FUNDACION ICA "Resumen de actividades 1987 A 1992",
Fundación ICA, A.C., México D.F., México.
- 6) Caravani Paolo, Watson "Recursive Least Squares time domain
Marwin, Thomson William T, Identification of dynamic structures"
1976, Italy
- 7) Mogollón Jose, "Cálculo Numérico", 1990, Mérida,
Venezuela.
- 8) Cobo de Chávez Ana María, "Análisis Dinámico de Edificios por
los métodos exacto de Jacobi y aproximados de Holzer", 1992,
Maracaibo, Venezuela.
- 9) Grases José . F, López A "Edificaciones sismo resistentes"
Oscar, Hernández Julio Manual de aplicación de normas
Javier 1987, Caracas, Venezuela.
- 10) Rodriguez Cuevas Neftali "Correlación entre Características
, González Alcorta Ricardo, dinámicas observadas y calculadas de
un edificio" 1989, México, D.F.
México.

- 11) Departamento del Distrito Federal "Normas técnicas complementarias del reglamento de construcción para el D.F.", 1988, México, D.F., México.
- 12) A. H. Hadjian, "Seismic Soil-Structure interaction: A full circle", Defense Nuclear Facilities Safety Board,; Memoria de X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, 1993, México,
- 13) Bazan Zurita Enrique, Meli Piralla Roberto, "Manual de diseño sísmico de edificios", 1990, México, D.F. México.
- 14) Rodríguez Cuevas Neftalí, "Response measurement of a tall building under seismic excitation", Tenth World Conference, 1992, Blkema, Protterdam
- 15) Rodríguez Cuevas Neftalí, "Análisis crítico de metodologías para la interpretación de registros sísmicos de edificios", Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal, 1993, México, D. F. México.
- 16) Sarcos Portillo Antonio, Ordaz Mario "Trabajo de Investigación I, Analisis de marcos planos con interaccion suelo-estructura" 1993, México, D.F. México.
- 17) Iglesias Jesús, "Apuntes de Teoría General de las Estructuras I", 1993, México D.F., México.

APÉNDICES :

4:
DEDUCCIÓN DE ECUACIONES

Desarrollo A.1

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{v}_{oz}} \right) = m_o \cdot \ddot{v}_{ox} + m_1 (\ddot{v}_{ox} + h_1 \ddot{\theta}_y + \dot{v}_{ix}) + m_2 (\ddot{v}_{ox} + h_2 \ddot{\theta}_y + \dot{v}_{ix})$$

$$\frac{\partial U}{\partial v_{ox}} = K_{xo} \cdot v_{xo}$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{v}_{oy}} \right) = m_o \cdot \ddot{v}_{oy} + m_1 (\ddot{v}_{oy} + h_1 \ddot{\theta}_x + \dot{v}_{iy}) + m_2 (\ddot{v}_{oy} + h_2 \ddot{\theta}_x + \dot{v}_{iy})$$

$$\frac{\partial U}{\partial v_{oy}} = K_{yo} \cdot v_{yo}$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\theta}_{oz}} \right) = J_{oz} \ddot{\theta}_{oz} + J_{1z} (\ddot{\theta}_{oz} + \ddot{\theta}_{1z}) + J_{2z} (\ddot{\theta}_{oz} + \ddot{\theta}_{2z})$$

$$\frac{\partial U}{\partial \theta_{oz}} = K_{\theta z} \cdot \theta_{oz}$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\theta}_y} \right) = \sum_0^2 J_{iy} \ddot{\theta}_y + m_1 (\ddot{v}_{ox} + h_1 \ddot{\theta}_y + \dot{v}_{ix}) h_1 + m_2 (\ddot{v}_{ox} + h_2 \ddot{\theta}_y + \dot{v}_{ix}) h_2$$

$$\frac{\partial U}{\partial \theta_y} = K_{\theta y} \cdot \theta_y$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\theta}_x} \right) = \sum_0^2 J_{ix} \ddot{\theta}_x + m_1 (\ddot{v}_{oy} + h_1 \ddot{\theta}_x + \dot{v}_{iy}) h_1 + m_2 (\ddot{v}_{oy} + h_2 \ddot{\theta}_x + \dot{v}_{iy}) h_2$$

$$\frac{\partial U}{\partial \theta_x} = K_{\theta x} \cdot \theta_x$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{v}_{ix}} \right) = m_1 (\dot{v}_{ox} + h_1 \ddot{\theta}_y + \dot{v}_{ix})$$

$$\frac{\partial u}{\partial v_{1x}} = K_{cx1} \cdot (v_{1x} + e_{1z} \frac{b}{l}) + K_{ax1} \cdot (v_{1x} - e_{1z} \frac{b}{l}) - K_{cx2} \cdot (v_{2x} + e_{2z} \frac{b}{l}) - v_{1x} - e_{1z} \frac{b}{l} - K_{ax2} \cdot (v_{2x} - e_{2z} \frac{b}{l}) - v_{1x} + e_{1z} \frac{b}{l}$$

$$\frac{d}{dt} \cdot \left(\frac{\partial T}{\partial v_{2x}} \right) = m_2 \cdot (\ddot{v}_{0x} + h_2 \ddot{\theta}_y + \dot{v}_{2x})$$

$$\frac{\partial u}{\partial v_{2x}} = K_{cx2} \cdot (v_{2x} + e_{2z} \frac{b}{l}) - v_{1x} - e_{1z} \frac{b}{l} + K_{ax2} \cdot (v_{2x} - e_{2z} \frac{b}{l}) - v_{1x} + e_{1z} \frac{b}{l}$$

$$\frac{d}{dt} \cdot \left(\frac{\partial T}{\partial v_{1y}} \right) = m_1 (\ddot{v}_{0y} + h_1 \ddot{\theta}_x + \dot{v}_{1y})$$

$$\frac{\partial u}{\partial v_{1y}} = K_{by1} \cdot (v_{1y} + e_{1z} \frac{b}{l}) + k_{dy1} \cdot (v_{1y} - e_{1z} \frac{b}{l}) - K_{by2} \cdot (v_{2y} + e_{2z} \frac{b}{l}) - v_{1y} - e_{1z} \frac{b}{l} - K_{dy2} \cdot (v_{2y} - e_{2z} \frac{b}{l}) - v_{1y} + e_{1z} \frac{b}{l}$$

$$\frac{d}{dt} \cdot \left(\frac{\partial T}{\partial v_{2y}} \right) = m_2 \cdot (\ddot{v}_{0y} + h_2 \ddot{\theta}_x + \dot{v}_{2y})$$

$$\frac{\partial u}{\partial v_{2y}} = K_{ny2} \cdot (v_{2y} + e_{2z} \frac{b}{l}) - v_{1y} - e_{1z} \frac{b}{l} + K_{dy2} \cdot (v_{2y} - e_{2z} \frac{b}{l}) - v_{1y} + e_{1z} \frac{b}{l}$$

$$\frac{d}{dt} \cdot \left(\frac{\partial T}{\partial \theta_{1z}} \right) = J_{1z} (\ddot{\theta}_{0z} + \ddot{\theta}_{1z})$$

$$\frac{\partial u}{\partial \theta_{1z}} = K_{cx1} \cdot (v_{1x} + e_{1z} \frac{b}{l}) \frac{b}{l} - K_{ax1} \cdot (v_{1x} - e_{1z} \frac{b}{l}) \frac{b}{l} + K_{by1} \cdot (v_{1y} - e_{1z} \frac{b}{l}) \frac{b}{l} - K_{dy1} \cdot (v_{1y} - e_{1z} \frac{b}{l}) \frac{b}{l} - K_{cx2} \cdot (v_{2x} + e_{2z} \frac{b}{l}) \frac{b}{l} - v_{1x} - e_{1z} \frac{b}{l} \frac{b}{l} - K_{ax2} \cdot (v_{2x} - e_{2z} \frac{b}{l}) \frac{b}{l} - v_{1x} + e_{1z} \frac{b}{l} \frac{b}{l} - K_{by2} \cdot (v_{2y} + e_{2z} \frac{b}{l}) \frac{b}{l} - v_{1y} - e_{1z} \frac{b}{l} \frac{b}{l} - K_{dy2} \cdot (v_{2y} - e_{2z} \frac{b}{l}) \frac{b}{l} - v_{1y} + e_{1z} \frac{b}{l} \frac{b}{l}$$

$$+K_{ax2} \left(\nu_{2x} - e \frac{b}{2z} \nu_{1x} + e \frac{b}{1z} \frac{b}{2} \right) + K_{dy2} \left(\nu_{2y} - e \frac{b}{2z} \nu_{1y} + e \frac{b}{1z} \frac{b}{2} \right)$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\theta}_{2z}} \right) = J_{2z} \cdot (\ddot{\theta}_{0z} + \ddot{\theta}_{2z})$$

$$\frac{\partial u}{\partial \theta_{2z}} = K_{cx2} \left(\nu_{2x} + e \frac{b}{2z} \nu_{1x} - e \frac{b}{1z} \frac{b}{2} \right) + K_{by2} \left(\nu_{2y} + e \frac{b}{2z} \nu_{1y} - e \frac{b}{1z} \frac{b}{2} \right)$$

$$-K_{ax2} \left(\nu_{2x} - e \frac{b}{2z} \nu_{1x} + e \frac{b}{1z} \frac{b}{2} \right) - K_{dy2} \left(\nu_{2y} - e \frac{b}{2z} \nu_{1y} + e \frac{b}{1z} \frac{b}{2} \right)$$

Desarrollo A.2

$$K_{\theta x} \cdot \dot{\theta}_x$$

$$K_{\theta y} \cdot \dot{\theta}_y$$

$$K_{\theta z} \cdot \dot{\theta}_z$$

$$K_{\theta x} \cdot \dot{\theta}_x$$

$$K_{\theta z} \cdot \dot{\theta}_z$$

$$(1) (K_{cx1} + K_{ax1} + K_{cx2} + K_{ax2}) \nu_{1x} - (K_{cx2} + K_{ax2}) \nu_{2x} + (K_{cx1} \frac{b}{2} - K_{ax1} \frac{b}{2})$$

$$+ K_{cx2} \frac{b}{2} - K_{ax2} \frac{b}{2} e_{1z} - (K_{cx2} \frac{b}{2} - K_{ax2} \frac{b}{2}) e_{2z}$$

$$(2) \quad -\left(K_{cx2} + K_{ax2}\right) \nu_{1x} + \left(K_{cx2} + K_{ax2}\right) \nu_{2x} - \left(K_{cx2} \frac{b}{2} - K_{ax2} \frac{b}{2}\right) \theta_{1z} \\ - \left(-K_{cx2} \frac{b}{2} + K_{ax2} \frac{b}{2}\right) \theta_{2z}$$

$$(3) \quad \left(K_{by1} + K_{dy1} + K_{by2} + K_{dy2}\right) \nu_{1y} - \left(K_{by2} + K_{dy2}\right) \nu_{2y} + \left(K_{by1} \frac{b}{2} - K_{dy1} \frac{b}{2}\right) \\ + \left(K_{by2} \frac{b}{2} - K_{dy2} \frac{b}{2}\right) \theta_{1z} - \left(K_{by2} \frac{b}{2} - K_{dy2} \frac{b}{2}\right) \theta_{2z}$$

$$(4) \quad -\left(K_{by2} + K_{dy2}\right) \nu_{1y} + \left(K_{by2} + K_{dy2}\right) \nu_{2y} - \left(K_{by2} \frac{b}{2} - K_{dy2} \frac{b}{2}\right) \theta_{1z} - \\ - \left(-K_{by2} \frac{b}{2} + K_{dy2} \frac{b}{2}\right) \theta_{2z}$$

$$(5) \quad \left(K_{cx1} \frac{b}{2} - K_{ax1} \frac{b}{2} + K_{cx2} \frac{b}{2} - K_{ax2} \frac{b}{2}\right) \nu_{1x} + \left(-K_{cx2} \frac{b}{2} + K_{ax2} \frac{b}{2}\right) \nu_{2x}$$

$$\left(K_{by1} \frac{b}{2} - K_{dy1} \frac{b}{2} + K_{by2} \frac{b}{2} - K_{dy2} \frac{b}{2}\right) \nu_{1y} + \left(-K_{by2} \frac{b}{2} + K_{dy2} \frac{b}{2}\right) \nu_{2y}$$

$$\left(K_{cx1} \left(\frac{b}{2}\right)^2 + K_{ax1} \left(\frac{b}{2}\right)^2 + K_{by1} \left(\frac{b}{2}\right)^2 + K_{dy1} \left(\frac{b}{2}\right)^2 + K_{cx2} \left(\frac{b}{2}\right)^2 + K_{by2} \left(\frac{b}{2}\right)^2 + \right.$$

$$\left.K_{ax2} \left(\frac{b}{2}\right)^2 + K_{dy2} \left(\frac{b}{2}\right)^2\right) \theta_{1z} - \left(K_{cx2} \left(\frac{b}{2}\right)^2 + K_{by2} \left(\frac{b}{2}\right)^2 + K_{ax2} \left(\frac{b}{2}\right)^2 + K_{dy2} \left(\frac{b}{2}\right)^2\right) \theta_{2z}$$

$$(6) \quad \left(-K_{cx2} \frac{b}{2} + K_{ax2} \frac{b}{2}\right) \nu_{1x} + \left(K_{cx2} \frac{b}{2} - K_{ax1} \frac{b}{2}\right) \nu_{2x} + \left(-K_{by2} \frac{b}{2} + K_{dy2} \frac{b}{2}\right)$$

$$\nu_{1y} + \left(K_{by2} \frac{b}{2} - K_{dy2} \frac{b}{2}\right) \nu_{2y} + \left(-K_{cx2} \left(\frac{b}{2}\right)^2 - K_{by2} \left(\frac{b}{2}\right)^2 - K_{ax2} \left(\frac{b}{2}\right)^2 - K_{dy2} \left(\frac{b}{2}\right)^2\right)$$

$$\left(\frac{b}{2}\right)^2 e_{1z} (K_{cx2} \left(\frac{b}{2}\right)^2 + K_{by2} \left(\frac{b}{2}\right)^2 + K_{ax2} \left(\frac{b}{2}\right)^2 + K_{dy2} \left(\frac{b}{2}\right)^2) e_{2z} \quad (4.12)$$

Desarrollo A.3.

1a. ecuación:

$$(K_{cx1} + K_{ax2} + K_{cx2} + K_{ax2}) v_{1x} + (-K_{cx2} - K_{ax2}) v_{2x} + (K_{cx1} (b/2) - K_{ax1} (b/2) + K_{cx2} (b/2) - K_{ax2} (b/2)) e_{1z} + (-K_{cx2} (b/2) + K_{ax2} (b/2)) e_{2z}$$

también se puede escribir como :

$$(v_{1x} + e_{1z} (b/2)) K_{cx1} + (v_{1x} - e_{1z} (b/2)) K_{ax1} + (v_{1x} - v_{2x} + e_{1z} (b/2) - e_{2z} (b/2)) K_{cx2} + (v_{1x} - v_{2x} - e_{1z} (b/2) + e_{2z} (b/2)) K_{ax2}$$

2a. ecuación

$$(-K_{cx2} - K_{ax2}) v_{1x} + (K_{cx2} + K_{ax2}) v_{2x} + (-K_{cx2} (b/2) + K_{ax2} (b/2)) e_{1z} + (K_{cx2} (b/2) - K_{ax2} (b/2)) e_{2z}$$

también se puede escribir como :

$$(-v_{1x} + v_{2x} - e_{1z} (b/2) + e_{2z} (b/2)) K_{cx2} + (-v_{1x} + v_{2x} + e_{1z} (b/2) - e_{2z} (b/2)) K_{ax2}$$

3a. Ecuación

$$(K_{by1} + K_{dy1} + K_{by2} + K_{dy2}) v_{1y} + (-K_{by2} - K_{dy2}) v_{2y} + (K_{by1} (b/2) - K_{dy1} (b/2))$$

$$+K_{by2} \cdot (b/2) - K_{dy2} (b/2)) e_{1z} + (-K_{by2} (b/2) + K_{dy2} (b/2)) e_{2z}$$

también se puede escribir como:

$$(v_{1y} + e_{1z} (b/2)) K_{by1} + (v_{1y} - e_{1z} (b/2)) K_{dy1} + (v_{1y} - v_{2y} + e_{1z} (b/2) - e_{2z} (b/2))$$

$$K_{by2} + (v_{1y} - v_{2y} - e_{1z} (b/2) + e_{2z} (b/2)) K_{dy2}$$

4a. Ecuación

$$(-K_{by2} - K_{dy2}) v_{1y} + (K_{by2} + K_{dy2}) v_{2y} + (-K_{by2} (b/2) + K_{dy2} (b/2)) e_{1z}$$

$$+ (K_{by2} (b/2) - K_{dy2} (b/2)) e_{2z}$$

también se puede escribir como:

$$(-v_{1y} + v_{2y} - e_{1z} (b/2) + e_{2z} (b/2)) K_{by2} + (-v_{1y} + v_{2y} + e_{1z} (b/2) - e_{2z} (b/2))$$

$$K_{dy2}$$

5a. Ecuación:

$$(K_{cx1} (b/2) - K_{ax1} (b/2) + K_{cx2} (b/2) - K_{ax2} (b/2)) v_{1x} + (-K_{cx2} (b/2) + K_{ax2}$$

$$(b/2)) v_{2x} + (K_{by1} (b/2) - K_{dy1} (b/2) + K_{by2} (b/2) - K_{dy2} (b/2)) v_{1y} + (-K_{by2} (b/2) +$$

$$K_{dy2} (b/2)) v_{2y} + K_{cx1} (b/2)^2 + K_{ax1} (b/2)^2 + K_{by1} (b/2)^2 + K_{dy1} (b/2)^2 +$$

$$K_{cx2} (b/2)^2 + K_{by2} (b/2)^2 + K_{ax2} (b/2)^2 + K_{dy2} (b/2)^2) \cdot e_{1z} + (K_{cx2} (b/2)^2 -$$

$$K_{by2} (b/2)^2 - K_{ax2} (b/2)^2 - K_{dy2} (b/2)^2 - K_{dy2} (b/2)^2) e_{2z}$$

También se puede escribir como :

$$\begin{aligned}
 & (\nu_{1x} (b/2) + e_{1z} (b/2)^2) K_{cx1} + (-\nu_{1x} (b/2) + e_{1z} (b/2)^2) K_{ax1} + (\nu_{1x} (b/2) - \\
 & \nu_{2x} (b/2) + e_{1z} (b/2)^2 - e_{2z} (b/2)^2) K_{cx2} + (-\nu_{1x} (b/2) + \nu_{2x} (b/2) + e_{1z} (b/2)^2 + \\
 & e_{2z} (b/2)^2) K_{ax2} + (\nu_{1y} (b/2) + e_{1z} (b/2)^2) K_{by1} + (-\nu_{1y} (b/2) + e_{1z} (b/2)^2) K_{dy1} \\
 & + (\nu_{1y} (b/2) - \nu_{2y} (b/2) + e_{1z} (b/2)^2 + e_{2z} (b/2)^2) K_{by2} + (-\nu_{1y} (b/2) + \nu_{2y} \\
 & (b/2) + e_{1z}^2 (b/2) - e_{2z} (b/2)^2) K_{dy2}
 \end{aligned}$$

6a. ecuación:

$$\begin{aligned}
 & (-K_{cx2} (b/2) + K_{ax2} (b/2)) \nu_{1x} + (K_{cx2} (b/2) - K_{ax2} (b/2)) \nu_{2x} + (-K_{by2} (b/2) + \\
 & K_{dy2} (b/2)) \nu_{1y} + (K_{by2} (b/2) - K_{dy2} (b/2)) \nu_{2y} + (K_{cx2} (b/2)^2 - K_{by2} (b/2)^2 - K_{ax2} \\
 & (b/2)^2 - K_{dy2} (b/2)^2) e_{1z} + (K_{cx2} (b/2)^2 + K_{by2} (b/2)^2 + K_{ax2} (b/2)^2 + K_{dy2} \\
 & (b/2)^2) e_{2z}
 \end{aligned}$$

también se puede escribir como :

$$\begin{aligned}
 & (-\nu_{1x} (b/2) + \nu_{2x} (b/2) - e_{1z} (b/2)^2 - e_{2z} (b/2)^2) K_{cx2} + (\nu_{1x} (b/2) - \nu_{2x} (b/2) \\
 & e_{1z} (b/2)^2 + e_{2z} (b/2)^2) K_{ax2} + (-\nu_{1y} (b/2) + \nu_{2y} (b/2) - e_{1z} (b/2)^2 + e_{2z} (b/2)^2)
 \end{aligned}$$

$$K_{byz} + (v_{1y}(b/2) - v_{2y1}(b/2) - e_{1z}(b/2)^2 + e_{2z}(b/2)^2) K_{dyz}$$

Desarrollo A.4

En la ecuación (6.35) los términos v_{ij} están dados por:

$$v_{11} = v_{1x} - e_{1z}(b/2); \quad v_{12} = v_{1x} - v_{2x} - e_{1z}(b/2) + e_{2z}(b/2)$$

$$v_{13} = v_{1x} + e_{1z}(b/2); \quad v_{14} = v_{1x} - v_{2x} - e_{1z}(b/2) + e_{2z}(b/2)$$

$$v_{22} = -v_{1x} + v_{2x} + e_{1z}(b/2) - e_{2z}(b/2); \quad v_{24} = -v_{1x} + v_{2x} - e_{1z}(b/2) + e_{2z}(b/2)$$

$$v_{35} = v_{1y} + e_{1z}(b/2); \quad v_{36} = v_{1y} - v_{2y} + e_{1z}(b/2) - e_{2z}(b/2)$$

$$v_{37} = v_{1y} - e_{1z}(b/2); \quad v_{38} = v_{1y} - v_{2y} - e_{1z}(b/2) + e_{2z}(b/2)$$

$$v_{46} = -v_{1y} + v_{2y} - e_{1z}(b/2) + e_{2z}(b/2); \quad v_{48} = -v_{1y} + v_{2y} + e_{1z}(b/2) - e_{2z}(b/2)$$

$$v_{51} = -v_{1x}(b/2) + e_{1z}(b/2)^2; \quad v_{52} = -v_{1x}(b/2) + v_{2x}(b/2) + e_{1z}(b/2)^2 + e_{2z}(b/2)^2$$

$$v_{53} = v_{1x}(b/2) + e_{1z}(b/2)^2; \quad v_{54} = v_{1x}(b/2) - v_{2x}(b/2) + e_{1z}(b/2)^2 - e_{2z}(b/2)^2$$

$$v_{55} = v_{1y}(b/2) + e_{1z}(b/2)^2; \quad v_{56} = +v_{1y}(b/2) - v_{2y}(b/2) + e_{1z}(b/2)^2 - e_{2z}(b/2)^2$$

$$v_{57} = -v_{1y} (b/2) + e_{1z} (b/2)^2; v_{58} = -v_{1y} (b/2) + v_{2y} (b/2) + e_{1z} (b/2)^2 - e_{2z} (b/2)$$

$$v_{62} = v_{1x} (b/2) - v_{2x} (b/2) - e_{1z} (b/2)^2 - e_{2z} (b/2)^2$$

$$v_{64} = -v_{1x} (b/2) + v_{2x} (b/2) - e_{1z} (b/2)^2 - e_{2z} (b/2)^2$$

$$v_{66} = -v_{1y} (b/2) + v_{2y} (b/2) - e_{1z} (b/2)^2 + e_{2z} (b/2)^2$$

$$v_{68} = v_{1y} (b/2) - v_{2y} (b/2) - e_{1z} (b/2)^2 + e_{2z} (b/2)^2$$

MÉTODO USADO PARA EL CÁLCULO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

En este apéndice se muestra el método usado en los programas desarrollados de este trabajo, para obtener la respuesta de un sistema de un grado de libertad, el cual es requerido para calcular resultados de desplazamientos, velocidades y aceleraciones mediante la técnica del Análisis modal mencionada en el capítulo V.

A.1.- Integración de una ecuación diferencial de primer orden al con aceleración lineal

La ecuación del movimiento para un sistema de un grado de libertad, sometido a carga externa como aparece en la figura (A.1) se puede expresar como:

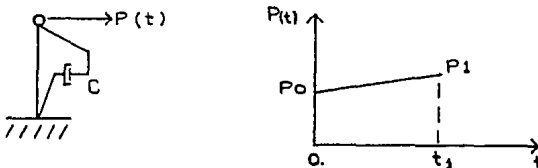


Fig A.1

Sistema de un grado de libertad

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega \dot{x} + \omega^2 x = \frac{P(t)}{m} \quad (A.1)$$

Donde $P(t)$ se puede escribir como:

$$P(t) = \begin{cases} P_0 + \mu t & , 0 \leq t_1 \\ 0 & , \text{otro valor de } t \end{cases}$$

Así la ecuación A.1 se puede escribir como:

$$\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \omega^2 x = (P_0 + \mu t) \cdot \frac{1}{m} \quad (\text{A.2})$$

La solución general de la ecuación (A.2) esta dada por la solución de la ecuación homogénea, más la solución particular, y se puede escribir como:

$$x = A \cdot e^{-\xi\omega t} \cdot \sin \omega_d t + B \cdot e^{-\xi\omega t} \cdot \cos \omega_d t + X_p \quad (\text{A.3})$$

donde:

ω representa la frecuencia natural de vibración del sistema, ξ , es el porcentaje de amortiguamiento viscoso, $\omega_d = \omega \sqrt{1-\xi^2}$, m ; representa la masa concentrada del sistema y X_p es la solución particular del sistema, la cual se puede obtener al sustituir $x = a + bt$ en la ecuación diferencial (A.2), Así, resulta:

$$x = a + bt \quad (\text{A.4})$$

$$\dot{x} = b \quad (\text{A.5})$$

$$\ddot{x} = 0 \quad (\text{A.6})$$

Al sustituir las ecuaciones (A.4), (A.5) y (A.6) en (A.2) se obtiene:

$$2\xi\omega b + \omega^2(a+bt) = \frac{P_0}{m} + \frac{\mu}{m} t$$

de donde, al igualar términos independientes y términos que

contienen t a la potencia uno, se obtiene:

$$b = \frac{\mu}{\omega^2 m} \quad (\text{A.7})$$

$$a = \frac{1}{\omega^2} \cdot \left(\frac{P_o}{m} - \frac{2\xi\mu}{\omega m} \right) \quad (\text{A.8})$$

Al sustituir las ecuaciones (A.7) y (A.8) en (A.4) se obtiene la solución particular siguiente:

$$X_p = \frac{1}{\omega^2} \cdot \left(\frac{P_o}{m} - \frac{2\xi\mu}{\omega m} \right) + \frac{\mu}{\omega^2 m} t \quad (\text{A.9})$$

La ecuación (A.3) se puede escribir ahora como:

$$X(t) = A \cdot e^{-\xi\omega t} \text{sen } \omega t + B e^{-\xi\omega t} \text{cos } \omega t + \frac{1}{\omega^2} \cdot \left(\frac{P_o}{m} - \frac{2\xi\mu}{\omega m} \right) + \frac{\mu t}{\omega^2 m} \quad (\text{A.10})$$

La ecuación (A.10) representa la solución exacta de la ecuación diferencial (A.2), si se define $\omega^2 = K/m$ y al llamar a $X_{\text{est}} = P_o/K$, el desplazamiento estático del sistema, la ecuación (A.10), toma la forma:

$$X(t) = A e^{-\xi\omega t} \text{sen } \omega t + B e^{-\xi\omega t} \text{cos } \omega t + X_{\text{est}} - \frac{2\xi\mu}{\omega K} + \frac{\mu t}{K} \quad (\text{A.11})$$

Para calcular las constantes A y B de la ecuación (A.11), se supondrá que el sistema en el tiempo $t = 0$ tiene desplazamiento y $X(0) = X_o$ y velocidad $\dot{X}(0) = \dot{X}_o$, así se obtiene:

$$B = X_o - X_{\text{est}} + \frac{2\xi\mu}{\omega K} \quad (\text{A.12})$$

$$A = \frac{1}{\omega d} [\ddot{X}_0 + \xi \omega (X_0 - X_{est}) + \frac{2\xi \mu}{\omega K}] - \frac{\mu}{K} \quad (A.13)$$

Al sustituir las ecuaciones (A.12) y (A.13) en (A.10) se obtuvo la solución general del sistema, la cual se expresa como:

$$X_{(t)} = \frac{1}{\omega d} [\ddot{X}_0 + \xi \omega (X_0 - X_{est}) + \frac{2\xi \mu}{\omega K}] e^{-\xi \omega t} \cdot \text{sen} \omega d t + [X_0 - X_{est} + \frac{2\xi \mu}{\omega K}] e^{-\xi \omega t} \text{cos} \omega d t + X_{est} - \frac{2\xi \mu}{\omega K} + \frac{\mu t}{K} \quad (A.14)$$

Al derivar la ecuación (A.11) con respecto al tiempo, se obtiene la expresión de la velocidad de la masa en función de las constantes A y B, calculadas anteriormente.

$$\dot{X}_{(t)} = e^{-\xi \omega t} \cdot [(-B \omega d - \xi \omega A) \text{sen} \omega d t + (A \omega d - \xi \omega B) \text{cos} \omega d t] + \frac{\mu}{K} \quad (A.15)$$

Una vez hallado el desplazamiento y la velocidad del sistema, se puede calcular la aceleración al despejarla de la ecuación original (A.2), como:

$$\ddot{X}_{(t)} = (P_0 + \mu t) \frac{1}{m} - 2\xi \omega \dot{X} - \omega^2 x \quad (A.16)$$

Ahora, si se trata de una excitación sísmica se realizan los siguientes cambios; $P_0 = m \cdot a_0$ y $\mu = \eta \cdot m$ donde η es la pendiente del diagrama de aceleraciones.

El procedimiento a seguir para integrar una función es el siguiente; primero se supone $X_0 = \dot{X}_0 = 0$ y se calculan los desplazamientos, velocidades y aceleraciones en un tiempo $t = \Delta t$, los cuales son los desplazamientos iniciales para el segundo intervalo; se calculan nuevos parámetros y se continúa con el proceso, hasta agotar el tiempo durante el cual actúa la función, ver fig A.2.

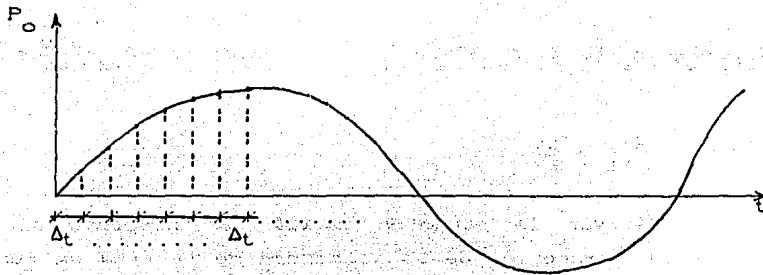


Fig A.2

Función de excitación continua

B:
MANUAL DE USUARIO Y DIAGRAMAS DE FLUJO DEL PROGRAMA

DATOS DE ENTRADA DE LOS PROGRAMAS "EDIFIN.FOR" Y "RECFIN.FOR"
PROGRAMA PARA RECUPERAR EL ACELEROGRAMA ROTACIONAL DEL SUELO
EN MARCOS PLANOS CONSIDERANDO INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

El programa comienza su ejecucion colocando su nombre y la tecla de entrada "ENTER"

Al iniciar la ejecucion, el programa pide los siguientes archivos:

- OPEN 1 : archivo de datos generales
- OPEN 2 : archivo de resultados de programa
- OPEN 5 : archivo que contiene el acelerograma traslacional del suelo
- OPEN 6 : archivo que contiene el acelerograma rotacional del suelo
- OPEN 7 : guarda la aceleracion rotacional de la base del edificio debido al acelerograma traslacional (resultado)
- OPEN 8 : guarda la aceleracion rotacional de la base del edificio debido al acelerograma rotacional (archivo de resultados)

El archivo de datos generales dado en OPEN 1, consta de los siguientes datos:

1) En la primera línea se dan los siguientes datos: Lee en una línea, el número de pisos del marco, código de interacción suelo estructura, la rigidez rotacional del suelo, rigidez traslacional del suelo. Los datos deberán estar separados por un espacio en blanco.

NGL, ISE, RKTJ, RKKJ

Donde

: 0 : no se considera interacción suelo estructura

ISE :

: 1 : se considera interacción suelo estructura

2) Lee la matriz de rigidez por filas donde cada elemento debe ir separado por un espacio en blanco

RKS(i, j) j=1, NGL para i=1, NGL

3) Lee en una línea, el número de modos a considerar en el analisis modal, el código para saber que tipo de analisis se desea efectuar

NMOD, PAS

Donde

: 1 : realiza analisis paso a paso para calcular

PAS : desplazamientos velocidades v aceleraciones máximas

: 0 : solo calcula frecuencias v modos de vibracion del marco

4) Lee en cada línea la masa de cada piso del marco (por cada línea un solo dato)

RM(i) desde i=1, NGL

5) Lee en una línea, la inercia rotacional de la cimentación v la masa traslacional de la cimentación (solo si ISE=1)

RJ, RMO

6) Lee en una línea . el índice de cálculo . índice de escritura

IDC.IDESCR

! 1 : considera análisis traslacional v rotacional

IDC !

! 0 : considera análisis traslacional solamente

! 1 : escribe los desplazamientos por cada piso del marco

IDESCR !

! 0 : no escribe desplazamientos

7) Lee en cada línea el amortiguamiento modal correspondiente a cada modo . hay que darle tantos porcentos de amortiguamiento . como pisos tenga el marco

XSI(i) desde i=1,NGL

8) Se coloca un cero al final si no existen mas datos . y un uno si aun existen marcos por analizar

PROCEDIMIENTO GENERAL PARA RECUPERAR EL ACELEROGRAMA ROTACIONAL DEL SUELO

- 1)PROGRAMA EDIFIN.FOR (DATOS Y RESULTADOS)
 - 1.1-EDIPAL.DAT (DATOS GENERALES DEL EDIFICIO)
 - 1.2-TES.RES (RESULTADOS : MODOS DE VIBRACION . FRECUENCIAS)
 - 1.3-ACELTRA.DAT (ACELERACIÓN TRASLACIONAL DEL SUELO)
 - 1.4-ACELROT.DAT (ACELERACIÓN ROTACIONAL DEL SUELO)
 - 1.5-TESD.RES (ACELERACIÓN ANGULAR RELATIVA.DE LA BASE RESPECTO AL SUELO.DEBIDA A LA COMPONENTE TRASLACIONAL DEL SISMO)
 - 1.6-TEST.RES (ACELERACIÓN TRASLACIONAL RELATIVA.DE LA BASE RESPECTO AL SUELO.DEBIDA A LA COMPONENTE ROTACIONAL DEL SISMO)
- 2)PROGRAMA SUMA.FOR (DATOS Y RESULTADOS)
 - 2.1-ACELROT.DAT (DATO)
 - 2.2-TESD.RES (DATO)
 - 2.3-TEST.RES (DATO)
 - 2.4-SUMA.RES (RESULTADO $\ddot{\theta} + \ddot{\theta}_g$)
- 3)PROGRAMA RECFIN.FOR (DATOS Y RESULTADOS).COMIENZA LA RECUPERACIÓN
 - 3.1-EDIPAL.DAT (DATO)
 - 3.2-TES1.RES (RESULTADOS : MODOS DE VIBRACION . FRECUENCIAS)
 - 3.3-ACELTRA.DAT (DATO)
 - 3.4-SUMA.RES (DATO $\ddot{\theta} + \ddot{\theta}_g$)
 - 3.5-TESDD.RES ([M] Y/K .RESULTADOS DEBIDO A Y)
 - 3.6-TESTT.RES ([M] Y/K .RESULTADOS DEBIDO A O+O)
- 4)PROGRAMA SUM.FOR (CALCULA $\ddot{\theta}$)
 - 4.1-SUM.DAT (DATOS :M(1,1),K(1,1),M(2,1))
 - 4.2-SUM.RES (CALCULA $\ddot{\theta}_g$)
 - 4.3-SUMA.RES (DATO)
 - 4.4-TESDD.RES (DATO)
 - 4.5-TESTT.RES (DATO)
- 5)PROGRAMA DERIV1.FOR .CALCULA LA SEGUNDA DERIVADA DE O
 - 5.1-SUM.RES (DATO)
 - 5.2-TETG.RES (RESULTADO)
 - 5.3-SUM1.RES (RESULTADO)
- 6)PROGRAMA SUMA1.FOR .COMPARA LOS RESULTADOS DEL PASO 5 CON LOS ORIGINALES
 - 6.1-ACELROT.DAT (DATO)
 - 6.2-SUMA.RES (DATO)
 - 6.3-SUM1.RES (DATO)
 - 6.4-SUMA1.RES (RESULTADOS)

NOTA:LOS PROGRAMAS ANTERIORES SE ENCUENTRAN EN EL DISQUETT ANEXO

DATOS DE ENTRADA PARA EL PROGRAMA TRIDIMENSIONAL TESCOSE.FOR Y TESPRU.FOR

Para comenzar la ejecución del programa . se coloca el nombre del programa y la tecla ENTER

A) Al empezar la ejecución . el programa pide los siguientes datos en el archivo correspondiente a OPEN 1:

1) Lee el código para el análisis paso a paso, el índice de cálculo y el código de interacción suelo-estructura (separados por un espacio en blanco)

PAS IDC ISE

Donde

PAS : 1 : realiza un análisis paso a paso en el tiempo y calcula desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas
 : =1: no realiza análisis paso a paso
IDC : 1 : se realiza un análisis en dirección x
 : 2 : se realiza un análisis en dirección y
 : = : se realiza un análisis en direcciones x,y simultaneamente
ISE : 1 : se considera la interacción suelo estructura
 : =1: se considera el edificio empujado en la base

2) Lee en una línea la información alfanumérica correspondiente a la identificación del edificio (hasta 80 caracteres)

3) Lee en una línea . el número de pisos del edificio, sin tomar en cuenta el nivel del suelo y el número de estructuras planas totales, que conforman el marco tridimensional (separados por un espacio en blanco)

NGLT.NEST

4) Lee en una línea, el número de puntos nodales del marco i . el número de diferentes tipos de materiales . el número de elementos . el número de tipos de conectividad del elemento . el número de pisos del pórtico . el ángulo en planta que forma el pórtico con el eje x (antihorario positivo ver, fig 4.6)

NPN.NMAT.NEL.NTC.NGL.ANG

5) Lee en una o varias líneas (de 10 en 10 datos) la coordenada x del punto A . respecto al centro de masa de cada piso (para cada piso), de acuerdo con la figura 4.6

DAAX(i) desde i=1.NGL

6) Lee en una o varias líneas (de 10 en 10 datos) la coordenada y del punto A, respecto al centro de masa de cada piso (para cada piso), de acuerdo con la figura 4.6

DAAY(i) desde j=1.NGL

7) Grupo de líneas de datos donde se leen, desde 1 hasta el número de puntos nodales (NPN) las coordenadas de los nodos y la matriz INDI, separados por un espacio en blanco, como sigue:

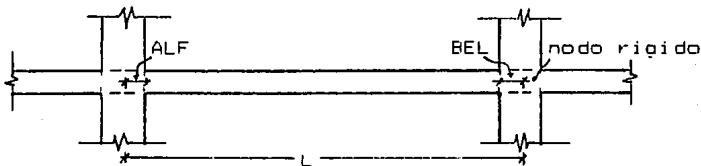
NODO(i).CORDX(i).CORDY(i).INDIX(i).INDIY(i).INDIZ(i) : i=1.NPN

Los valores de INDI podrán ser: 1 para desplazamiento restringido, 0, para desplazamiento desconocido. Al final se coloca una línea con 5 ceros

8) Grupo de líneas en donde se leen, desde 1 hasta el número de materiales (NMAT) el tipo de material, módulo de elasticidad a flexión, área del elemento, momento de inercia, coeficiente de Poisson, factor de corte de la sección, semi-ancho del nodo rígido en el extremo i, semi-ancho del nodo rígido en el extremo j, de la siguiente forma

TIPO.ÁREA.INERCIA.NU.Fv.ALF.BEL desde i=1.NMAT

Donde



9) Grupo de líneas en donde se leen, desde 1 hasta el número de tipos de conectividades, los distintos tipos de conectividades que pueden existir en la estructura.

TIP.DE.CONECT.N1X.N1Y.N1Z.N2X.N2Y.N2Z

NODO N1 NODO N2

Donde los valores: N1X, N1Y, N1Z, N2X, N2Y, N2Z pueden ser: 1 para desplazamiento libre, 0 para desplazamiento restringido.

Casos que se pueden considerar con el programa:

	N1X	N1Y	N1Z	N2X	N2Y	N2Z
	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	1
	0	0	1	0	0	1
	0	0	0	1	0	1
	0	0	0	0	1	0

Nota : si se considera en el paso 4, NTC=0, todos los nodos se consideraran continuos (rigidos)

10) Grupo de líneas, en donde se leen desde 1 hasta el número de elementos (NEL): el número de elemento, el tipo de material, nodo inicial del elemento, nodo final del elemento, tipo de conectividad del elemento:

NE (i).NM (i).N1 (i).N2 (i).ITC (i) desde i=1.NEL

11) Grupo de líneas en donde se leen, desde 1 hasta el número de resortes (NR): el nodo de la estructura que tiene resortes, la constante del resorte en x, la constante del resorte en y, la constante del resorte en z, como sigue:

NODO (i).KX (i).KY (i).KZ (i) desde i=1.NR

0 0 0 para terminar coloque línea de ceros

Nota 1: Si no existen resortes colocar una línea con cuatro ceros

Nota 2: Si existen mas marcos, regrese al paso 4

12) Lee en una línea: la rigidez torsional del suelo, la rigidez rotacional del suelo en x, la rigidez traslacional del suelo en x, la rigidez rotacional del suelo en y, la rigidez traslacional del suelo en y

RROTZ.RROTX.RTRANSX.RROTY.RTRANSY

Nota 1: Esta línea solo se coloca si ISE=1

13) Lee en una línea: El número de barridas que se desea para el metodo de Jacoby (entre 6 y 14), y el número de modos de vibración que se desean tomar en cuenta.

NOYM.NMOD

14) Grupo de líneas en donde se lee en cada línea, la masa traslacional del piso i, la inercia rotacional del piso i

RMM (i).RMJ (i) i=1.NGL

15) Lee en una línea: la sumatoria de inercias rotacionales, con respecto al eje x, la sumatoria de las masas rotacionales, con respecto al eje y, sumatoria de masas torsionales, masa de la cimentación

SUM (RMJX (i)).SUM (RMJY (i)).SUM (RMJZ (i)).RMO

Nota : Esta línea solo se coloca si ISE=1

16) Grupo de líneas en donde se da la altura de cada piso, medida desde el nivel del suelo, hasta cada uno de los entrepisos, de abajo hacia los de arriba

H (i) i=1.NGL

17) Lee el índice de escritura, donde se especifica si se desea la historia de desplazamientos, en algún piso del edificio

IESCR

0 .no se desean historias de desplazamientos

1 .se desean historias de desplazamientos

18) Lee el número del piso donde se desea la historia de desplazamiento

NPDES

Nota : solo se coloca este dato si IESCR=1

19) Grupo de líneas en donde se leen los porcentajes de amortiguamiento modal: debe darse un amortiguamiento por cada grado de libertad existente

XSI(i) i=1.NGL

B) En el OPEN 2 se coloca en el programa fuente, el nombre del archivo donde se desea que se descarguen los resultados del análisis dinámico

-En el OPEN 14 se coloca en el programa fuente, el nombre del archivo donde se desea descargar los datos de la geometría del edificio.

-En el OPEN 5 se coloca el nombre del archivo donde se encuentran los datos del sismo traslacional en dirección x: este archivo debe llevar el incremento del tiempo al inicio, y el número -555555.0 al final (igual para los open.6.15.7 y 8)

-En el OPEN 6, se coloca el nombre del archivo donde se encuentran los datos del sismo rotacional, en dirección x

-En el OPEN 15, se coloca el archivo en donde se encuentran los datos del sismo torsional

-En el OPEN 7, se coloca el nombre del archivo donde se encuentran los datos del sismo traslacional en dirección y

-En el OPEN 8, se coloca el nombre del archivo donde se encuentra el sismo rotacional en dirección y del marco

-En el OPEN 9, se descargan los resultados del desplazamiento del nivel superior del marco en función del tiempo, debido al sismo traslacional en dirección x

-En el OPEN 10, se descargan los resultados del desplazamiento del nivel superior del marco en función del tiempo, debido al sismo rotacional en dirección x

-En el OPEN 11, se descargan los resultados del desplazamiento del nivel superior del marco, en función del tiempo, debido al sismo traslacional en dirección y

-En el OPEN 12, se descargan los resultados del desplazamiento del nivel superior del marco en función del tiempo, debido al sismo rotacional en dirección y

-En el OPEN 16, se descargan los resultados del desplazamiento del nivel superior del marco en función del tiempo, debido al sismo torsional

CORRECCIÓN EN LA ENTRADA DE DATOS PARA EL PROGRAMA TESPRU.FOR

Se deben corregir los siguientes pasos:

4) Leé en una línea, el número de puntos nodales del marco i , el número de diferentes tipos de materiales, el número de elementos, el número de tipos de conectividad del elemento, el número de pisos del pórtico, el coeficiente para la dirección del marco, distancia del marco al centro de masa

NPN.NMAT.NEL.NTC.IDIR.DA

IDIR : IDIR=0 : marco en dirección x
 IDIR : IDIR=1 : marco en dirección y

5) Leé en una o varias líneas (de 10 en 10 datos) la distancia punto A, respecto al centro de masa de cada piso (para cada piso).

DAA(j) desde $i=1.NGL$

6) Este paso se elimina

NUMERACIÓN DE PISOS, NODOS Y ELEMENTOS DE CADA MARCO PLANO

Pisos: de abajo hacia arriba en orden ascendente

Nodos: de abajo hacia arriba y de izquierda a derecha, con nodos ficticios inclusive

Elementos: de abajo hacia arriba, de izquierda a derecha, numerando primero vigas y luego columnas

Ejemplo:

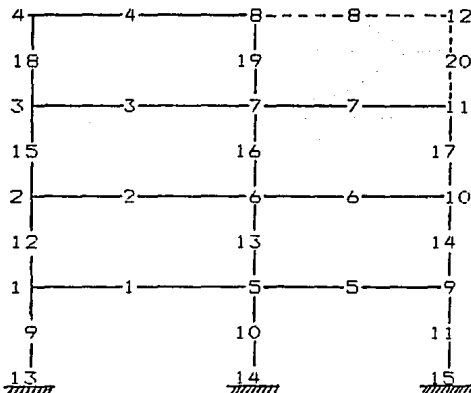
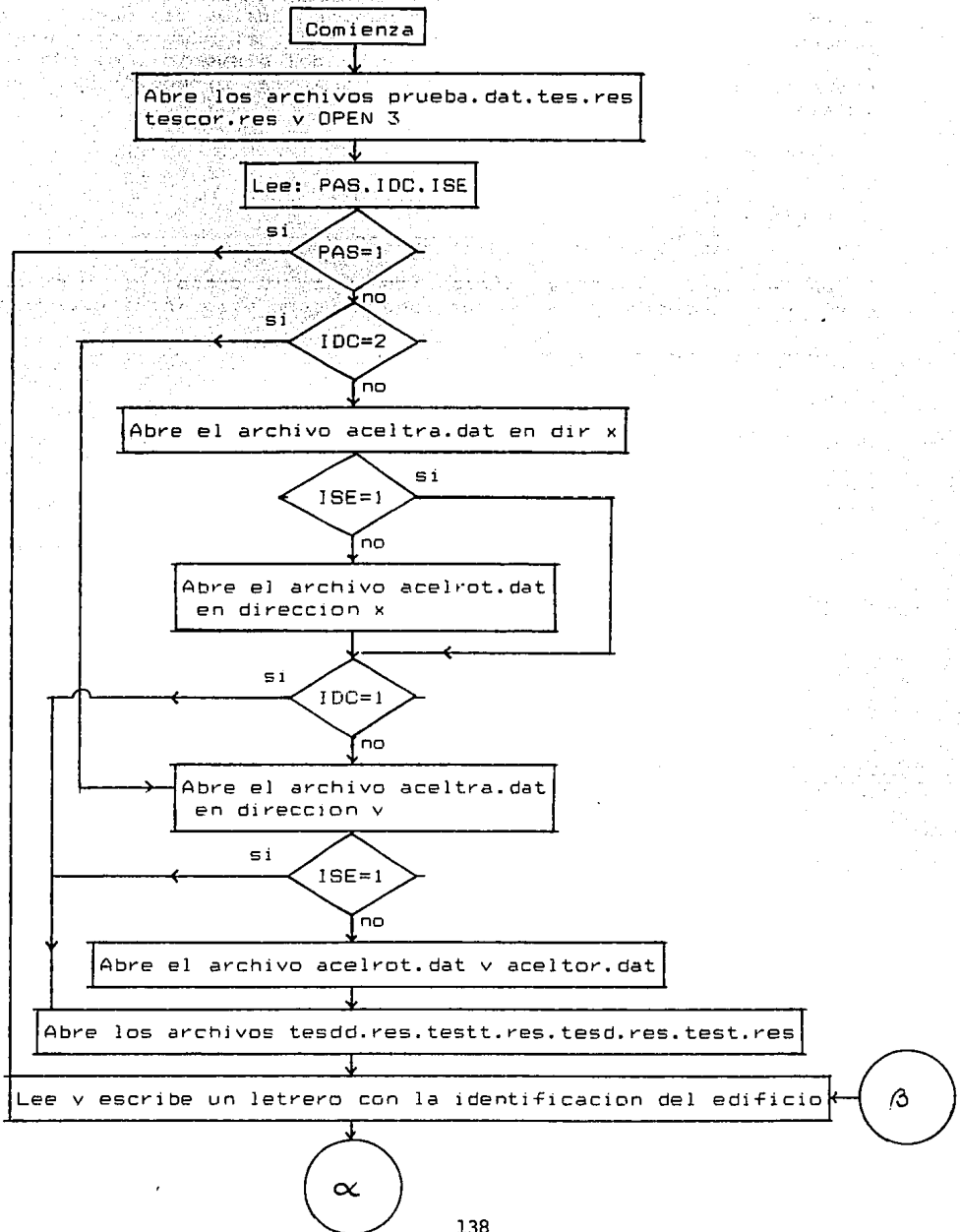
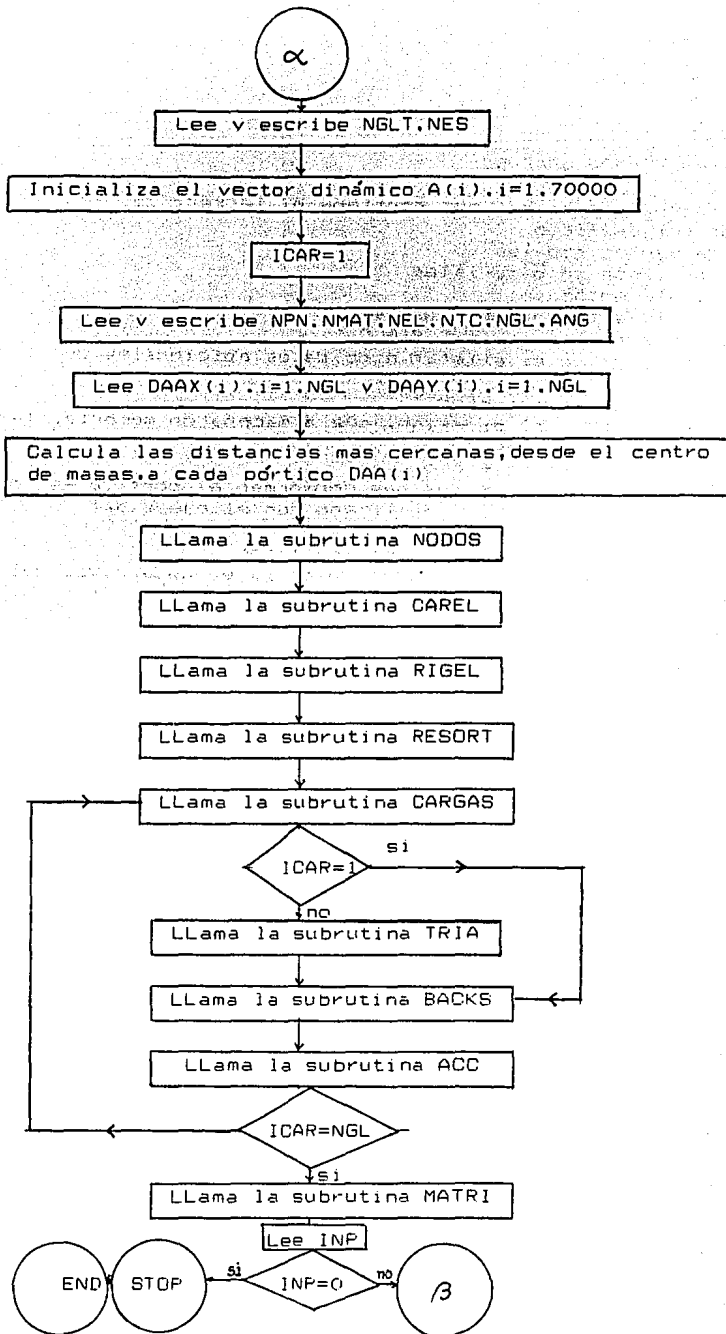


DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA TESCOSE
DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA PRINCIPAL

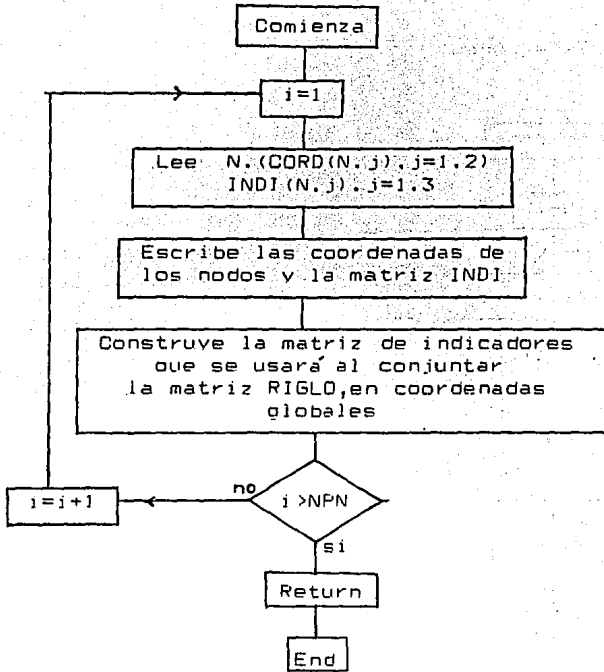




VARIABLES MAS USADAS

AA(i) : Arreglo unidimensional que contiene el letrero de identificación del edificio
NPN : Número de puntos nodales
NMAT : Número de tipos de materiales
NEL : Número de elementos
NTC : Número de tipos de conectividades
MB : Ancho de banda de la matriz " RIGLO "
INP : Variable que indica si existen o no datos adicionales de edificios
NR : Número de resortes existentes
A(i) : Vector unidimensional dinámico. que almacena en memoria. las matrices mas utilizadas
NGLT : Número de pisos del edificio
NEST : Número de estructuras planas que conforman el pórtico espacial
ANG : Ángulo que forma el pórtico analizado con el eje x del entrepiso rígido del pórtico
NGL : Número de pisos del pórtico plano analizado
ICAR : Contador que posiciona una carga unitaria en cada nivel del pórtico plano analizado

SUBROUTINA NODOS



Variables mas usadas en la subrutina nodos

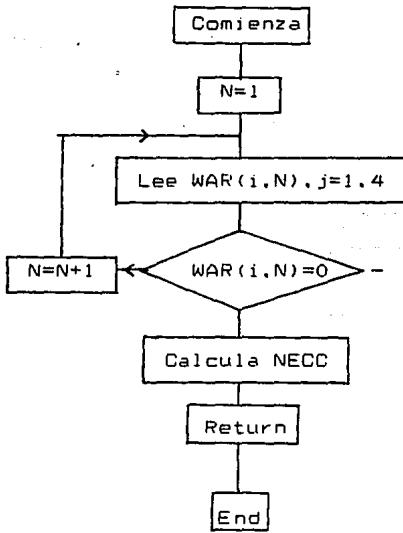
NPN : Número de puntos nodales

NEC : Número de ecuaciones de la matriz " RIGLO "

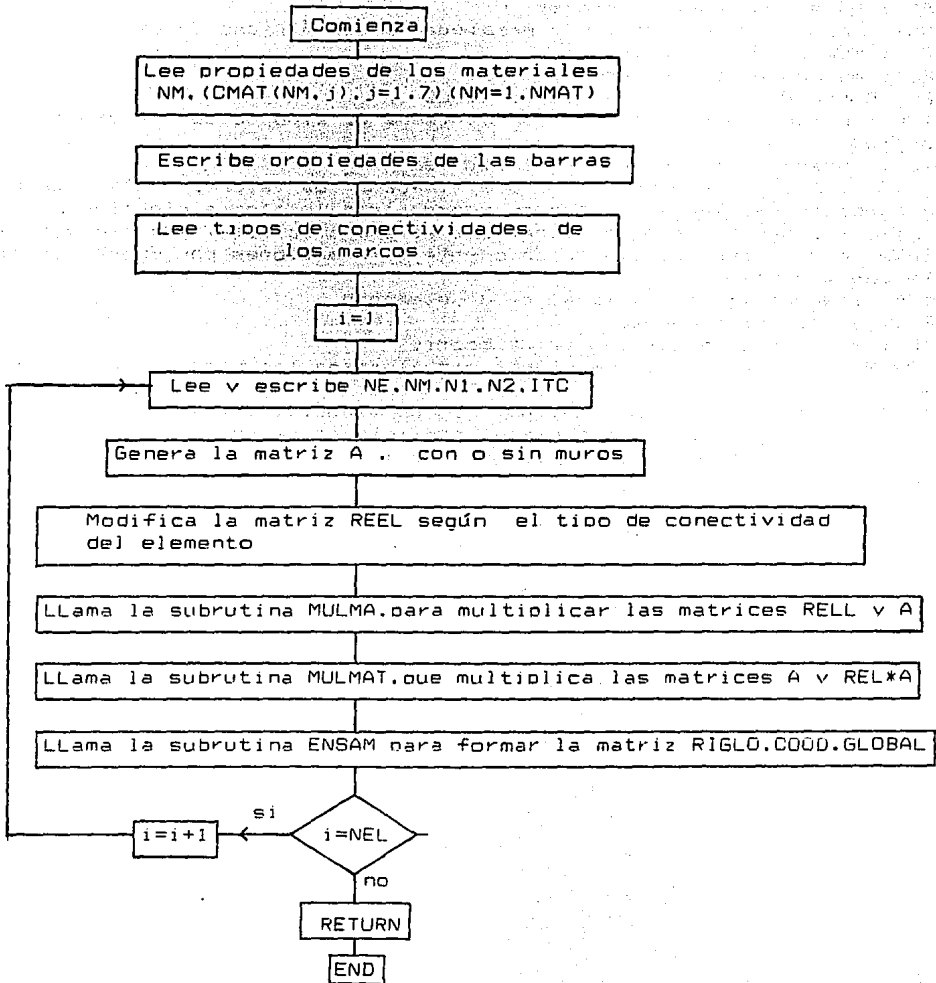
CORD(N,j) : Matriz bidimensional que almacena las coordenadas x e y de los nodos de la estructura

INDI(N,j) : Matriz bidimensional que almacena el grado de restricción de los nodos . para luego generar la matriz de indicadores para conjuntar (1 : desplazamiento restringido, 0 : desolazamiento desconocido)

SUBROUTINA CAREL



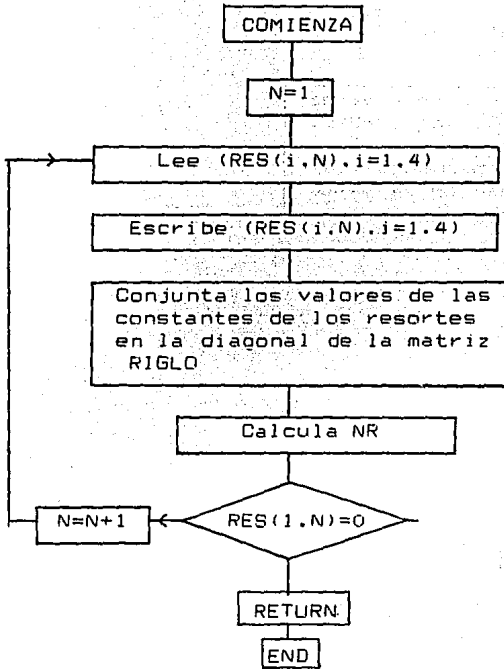
SUBROUTINA RIGEL



VARIABLES MAS USADADAS EN LA SUBROUTINA RIGEL

NPN : Número de puntos nodales
NMAT : Número de materiales y propiedades geométricas de elementos
NEL : Número de elementos
NEC : Número de ecuaciones
MB : Ancho de banda de la matriz RIGLO
ITCM : Arreglo bidimensional que contiene el tipo de conectividad por nodo
NTC : Numero de tipos de conectividades
A(j,k) : Arreglo bidimensional que almacena los valores de la matriz de conectividad (pasa efectos de coordenadas locales a globales)
REL(i,j) : Arreglo bidimensional que almacena la matriz de rigidez del elemento considerado, tomando en cuenta deformaciones por fuerza axial flexión y cortante
N1,N2 : Nodos inicial y final de un elemento
NE : Número del elemento
ITC : Tipo de conectividad del elemento
COORD(NM,2) : Matriz bidimensional que almacena las coordenadas X . Y del nodo
CMAT(NM,j) : Arreglo bidimensional que contiene el módulo de elasticidad, el área de la barra, la inercia, el coeficiente de Poisson, el factor de corte, la longitud del nodo rígido a la izquierda y derecha del elemento
AL : Longitud efectiva de un elemento (de nodo a nodo)
ALF : Longitud de rigidez infinita en el nodo i del elemento
BEL : Longitud de rigidez infinita en el nodo j del elemento
G : Módulo de elasticidad a cortante del material
INDI(NPN,3) : Matriz bidimensional que almacena el grado de restricción de los nodos
IC(6) : Arreglo unidimensional que almacena el grado de restricción de los nodos
RIGLO(i,j) : Arreglo bidimensional que contiene la matriz de rigidez global de la estructura

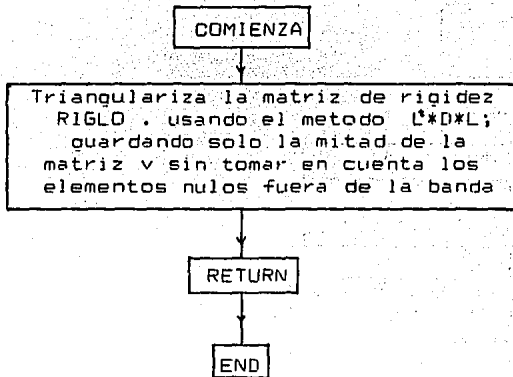
SUBROUTINA RESORT



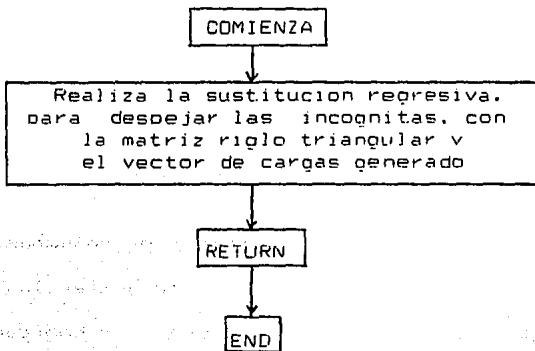
VARIABLES MAS USADAS EN LA SUBROUTINA RESORT

NR : Número de nodos con resortes
 RES(4.NR) : Arreglo bidimensional que almacena por columnas, el nodo y las constantes de los resortes en X , Y , Z
 INDI(i,j) : Matriz de indicadores, usada para conjuntar las constantes de los resortes en la matriz RIGLO
 RIGLO(i,j) : Matriz de rigidez de la estructura , en coordenadas globales
 NPN : Número de puntos nodales
 MB : Ancho de banda de la matriz RIGLO
 NEC : Número de ecuaciones
 RES(1,N) : Guarda los nodos de los elemtos con resortes
 RES(2,N) : Guarda la constante Kx en el nodo N
 RES(3,N) : Guarda la constante Ky en el nodo N
 RES(4,N) : Guarda la constante Kz en el nodo N

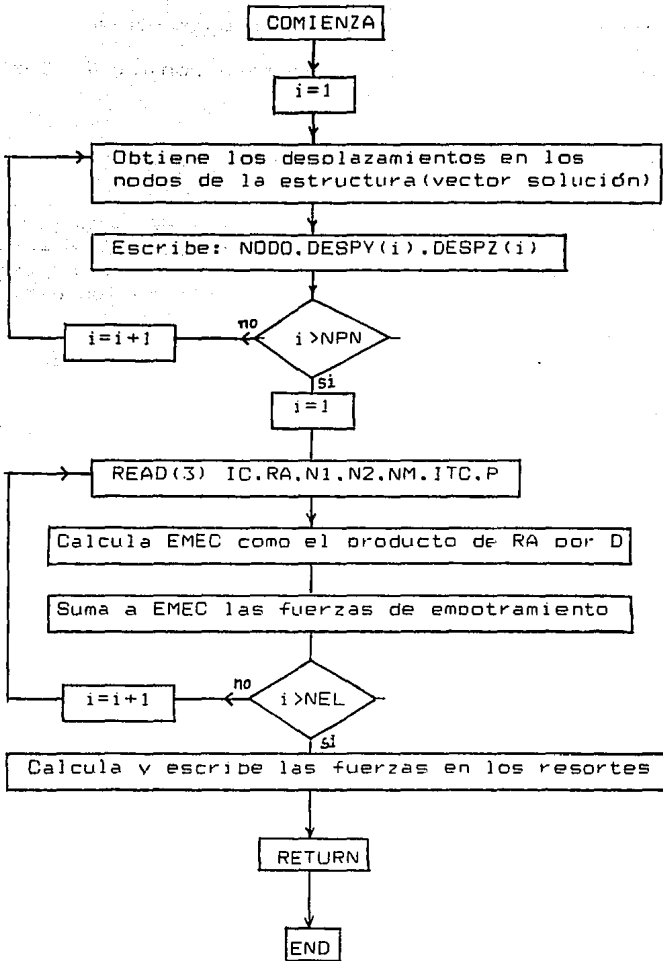
SUBROUTINA TRIA



SUBROUTINA BACKS



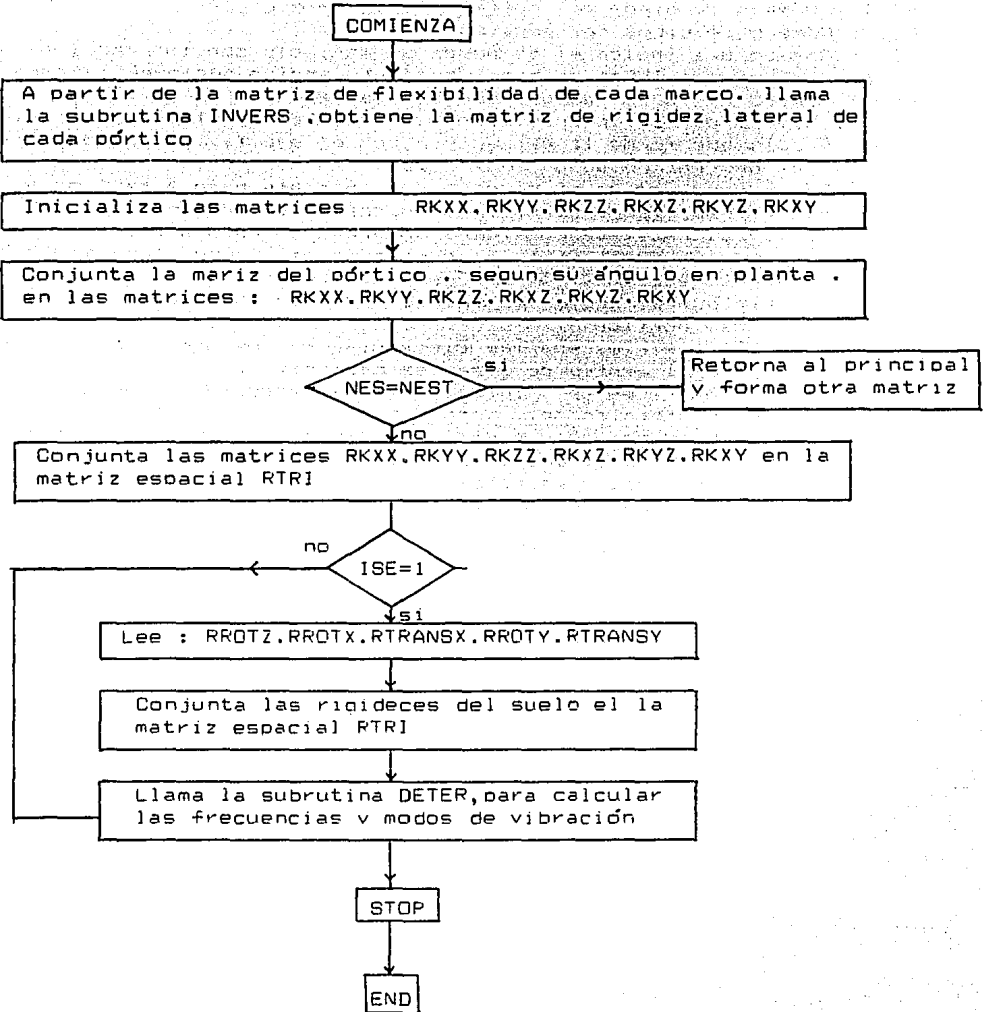
SUBROUTINA ACC



VARIABLES MAS USADAS EN LA SUBROUTINA ACC

DESP(NEC) : Desplazamientos en los nodos de la estructura
NEC : Número de ecuaciones
INDI(i,j) : Matriz de indicadores necesaria para conjuntar los desplazamientos y elementos mecánicos.
NPN : Número de puntos nodales
NEC : Número de ecuaciones
RES(4,i) : Matriz bidimensional que contiene las características de los resortes en cada nodo.
NR : Número de nodos con resortes
D(6) : Desplazamientos en x,y,z . en los nodos i,j del elemento
I(6) : Indicadores de los nodos i,j del elemento correspondiente
RA(6,6):Matriz que almacena los elementos que resultan de multiplicar REL por A . la cual es necesaria para el cálculo de los elementos mecánicos de cada elemento . en coordenadas locales
N1.N2 : Nodo inicial y nodo final de un elemento
NM : Número del tipo de material y características geométricas por cada elemento
ITC : Tipo de conectividad por elemento
EMEC(6) : Elementos mecánicos en los extremos de un elemento . en coordenadas locales.

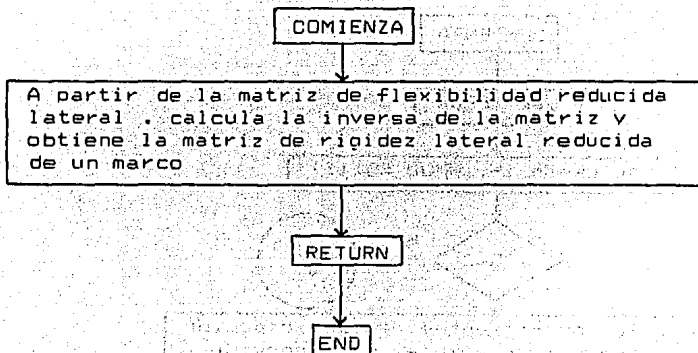
SUBROUTINA MATRI



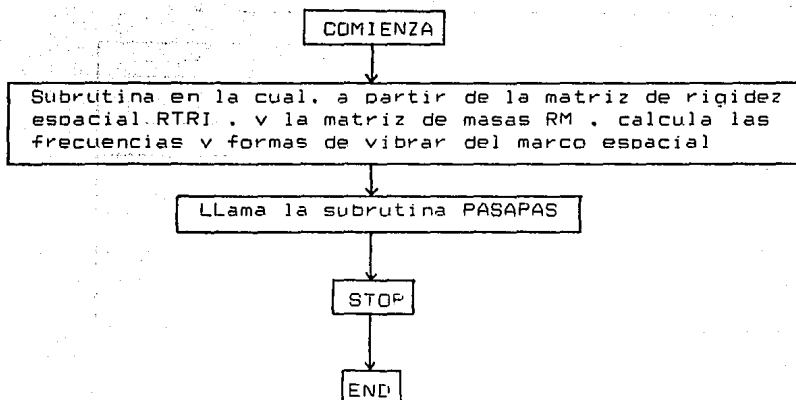
VARIABLES MAS USADAS EN LA SUBRUTINA MATRI

NGLT : Número de pisos del edificio tridimensional
NGL : Número de pisos del pórtico
ISE : Código que indica si se desea un análisis con interacción suelo estructura (si ISE=1 se considera interacción suelo-estructura)
NES : Número de la estructura que se analiza
NEST : Número de estructuras planas existentes en el marco espacial
ANG : Ángulo que forma la estructura, con el eje Xi, en los distintos niveles del entrepiso del edificio
PAS : Código que indica si se desea un análisis paso a paso para calcular desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas del edificio (si PAS=1 se considera un análisis paso a paso)
IDC : Código para identificar la dirección del sismo. 1 para dirección x, 2 para dirección y, otro número dirección x y
A7 : Variable que almacena las matrices de flexibilidad y rigidez reducida del pórtico
DAA : Variable que almacena las distancias de los distintos pórticos con respecto al centro de masas de cada nivel.
RXX,RYY,RZZ : Matrices de rigidez lateral reducidas, que almacenan las rigideces totales del marco espacial en las direcciones x,y,z
RXY,RXZ,RYZ : Matrices de rigidez, que almacenan las submatrices que relacionan las direcciones x,y,z del marco espacial
RTRI : Matriz de rigidez espacial reducida del marco
RROTX,RROTY,RROTZ : Representan las rigideces rotacionales del suelo, en las direcciones x,y,z
RTRANSX,RTRANSY : Representan las rigideces traslacionales del suelo, en las direcciones x,y

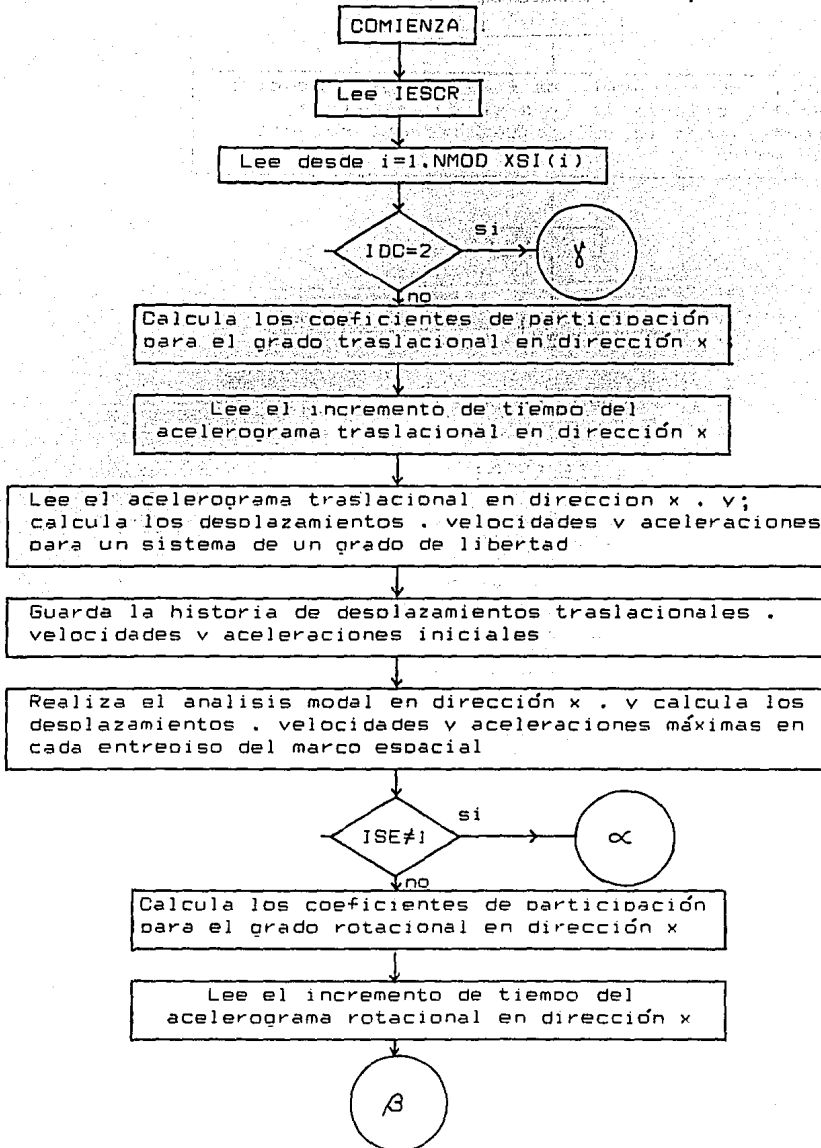
SUBROUTINA INVERS

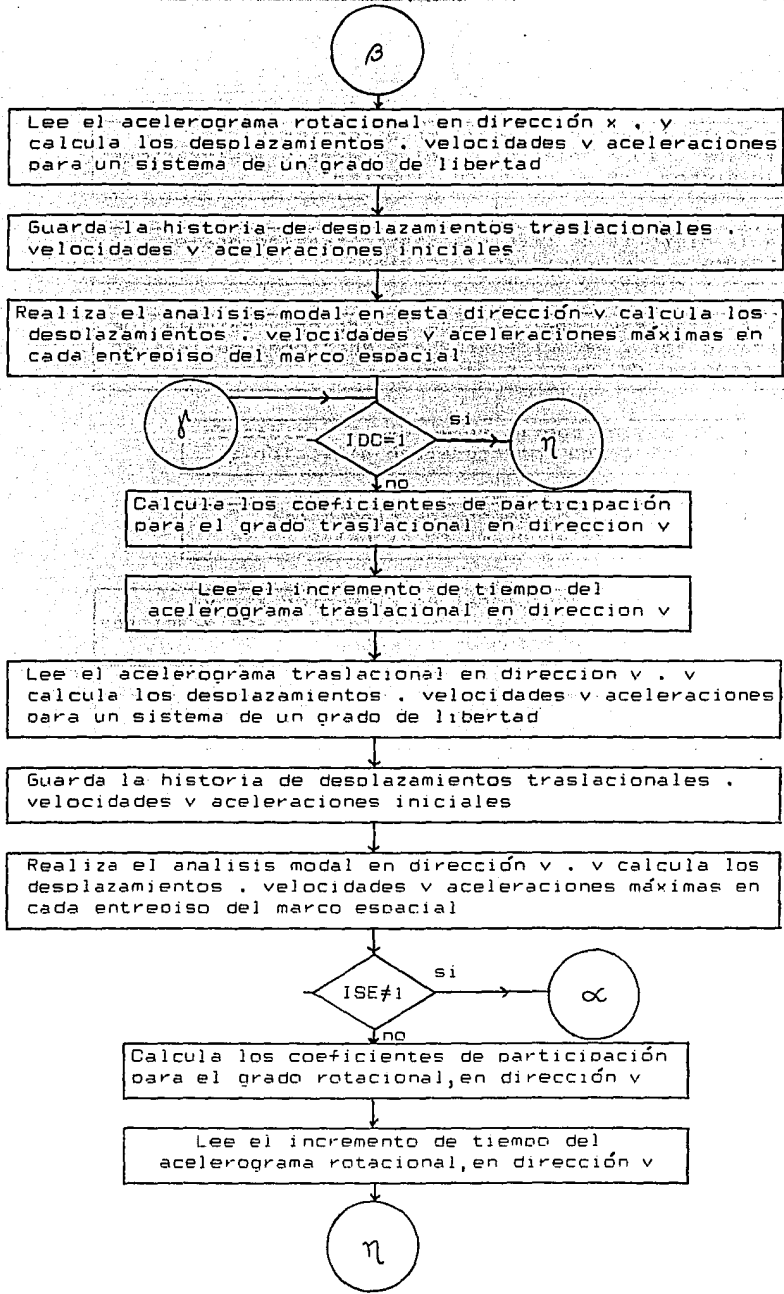


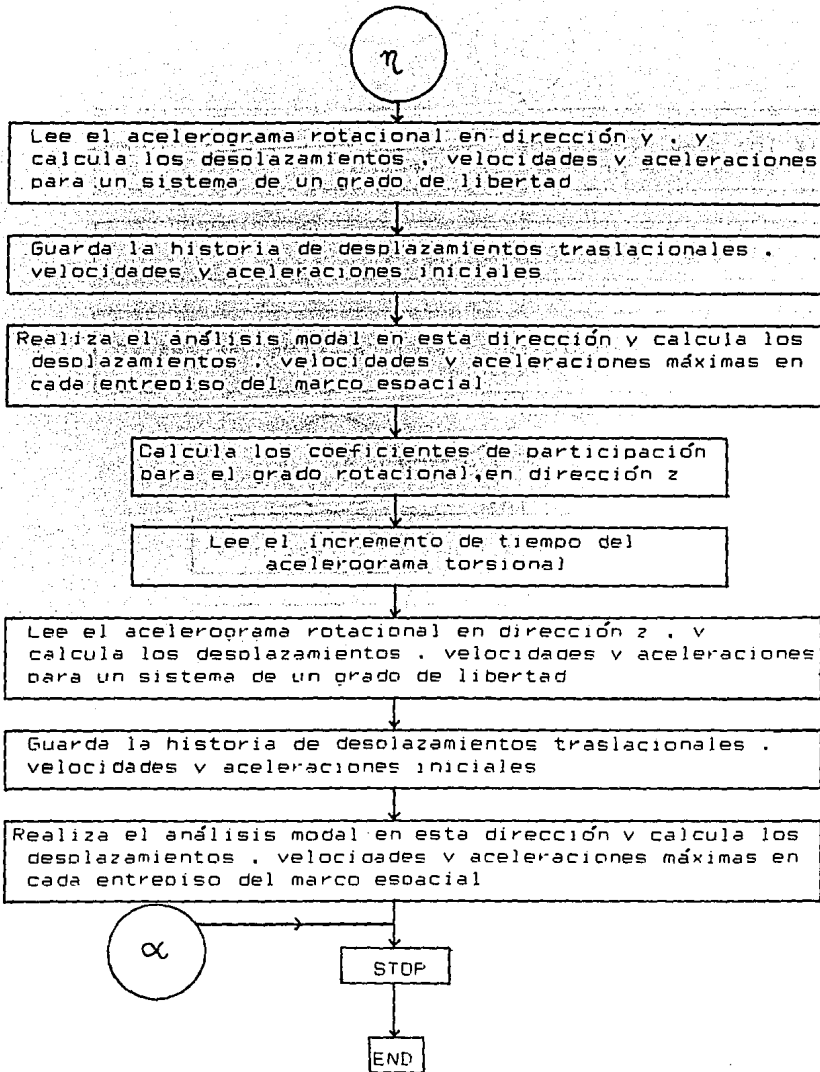
SUBROUTINA DETER



SUBROUTINA PASAPAS





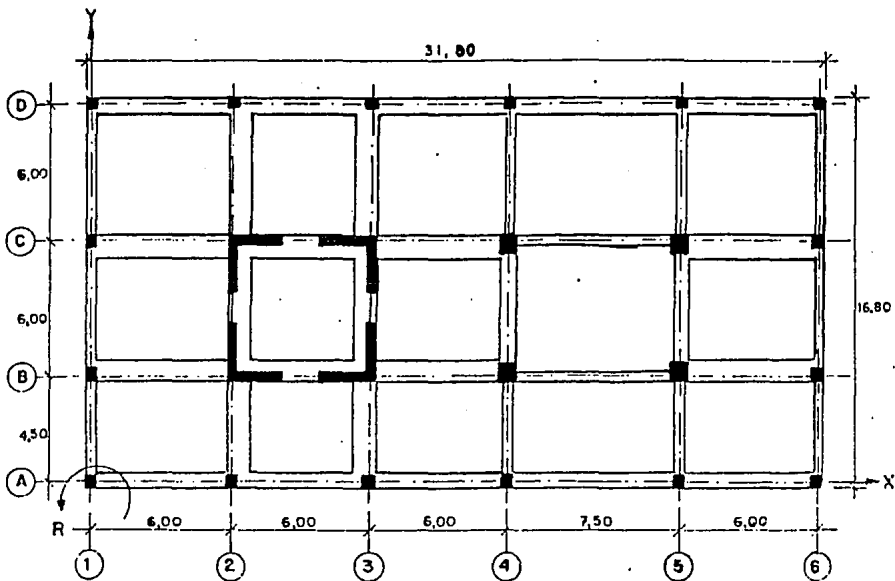


VARIABLES MAS USADAS EN LA SUBROUTINA PASAPAS

S1(i),S2(i),S3(i) : Parámetros utilizados para calcular los factores de participación de cada modo de vibración, para las 5 componentes sísmicas por separado
NMOD : Número de modos de vibración, tomados en cuenta en el análisis modal
NPLSO : Número de pisos del edificio, más 5
NGL : Número de pisos del edificio
IDC : Índice de cálculo : 1 calcula el edificio en dirección x . 2 calcula el edificio en dirección y . 3 calcula el edificio en las direcciones x,y simultáneamente
ISE : Índice de interacción suelo-estructura : 1 considera interacción suelo-estructuras : 0, considera el edificio empotrado en la base
RM(i,j) : Matriz de masa del edificio, con o sin interacción suelo-estructura
W(i) : Vector que guarda las frecuencias del edificio
XX(i,j) : Matriz modal del edificio
YMAX(i) , **YPMAX(i)** , **YAMAX(i)** : Desplazamientos , velocidades v aceleraciones máximas del edificio, para cada componente de excitación sísmica por separado , en las direcciones x,y,z
TAU(i) : Coeficientes de participación modal, para cada componente de excitación sísmica por separado
PORMA(i) : Porcientos de las masas, con los cuales participa cada modo de vibración , para las distintas componentes de excitación
XSI(j) : Vector que contiene los porcientos de amortiguamiento de los modos de vibración espaciales, tomados en cuenta
XO(1),XPO(1) : Vectores que guardan los desplazamientos y velocidades iniciales en cada intervalo de tiempo , los cuales son necesarios para realizar el proceso de integración
TMAX(j),TPMAX(1),TAMAX(i) : Tiempo en donde ocurre el desplazamiento , velocidad v aceleración máximas , en las direcciones x,y,z , cuando cada componente de excitación sísmica actúa por separado
DT : Incremento de tiempo del sismo considerado
A1 : Aceleración en cada instante de tiempo del sismo considerado
GRA : Aceleración de la gravedad
X1(i),XPl(1),XAl(i) : Desplazamiento , velocidad v aceleración en cada instante de tiempo, en la integración de los sistemas de un grado de libertad
Y(i),YP(i),YA(i) : Desplazamiento , velocidad v aceleración en cada instante de tiempo, en los distintos niveles del edificio
WD : Frecuencia amortiguada utilizada en la integración

C: CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA Y RESULTADOS DE LOS TRES EDIFICIOS ANALIZADOS

EDIFICIO DE 9 PISOS :



PLANTA TIPO

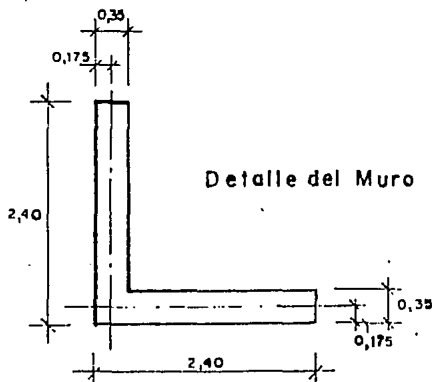
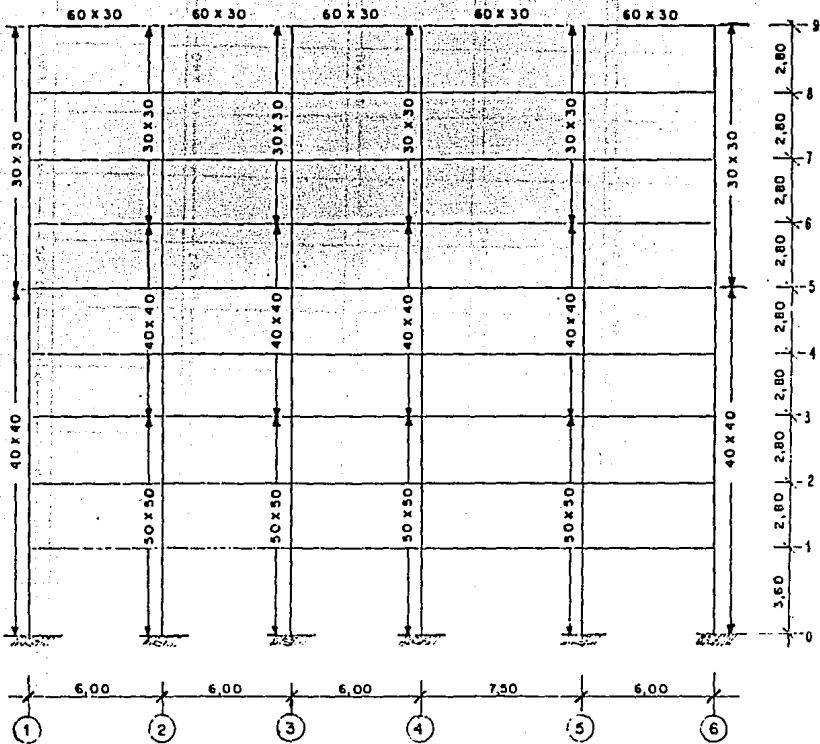
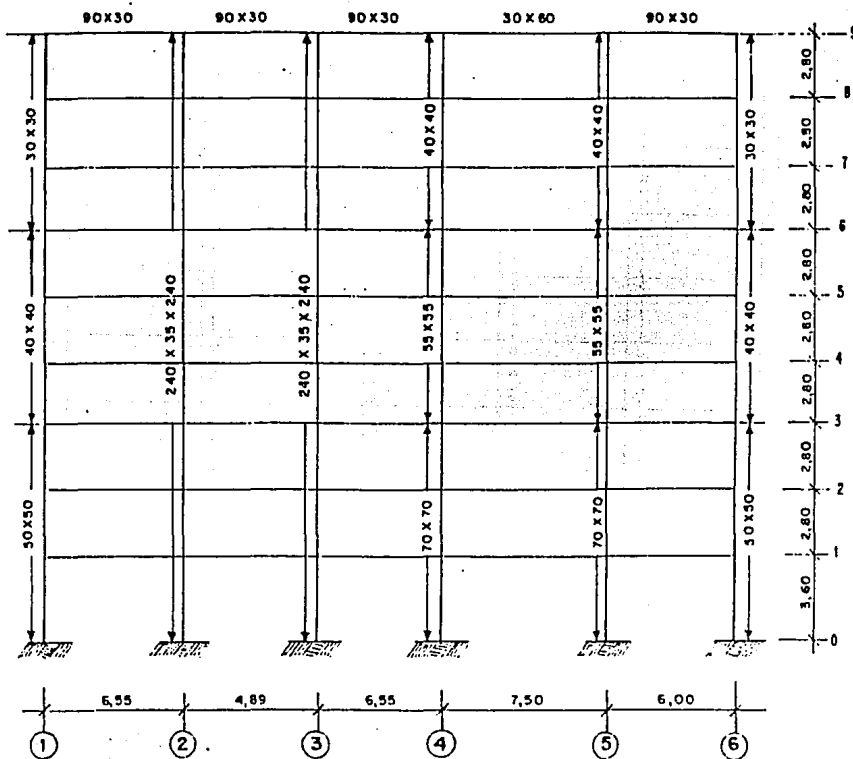


FIGURA C-1 - PLANTA DEL EDIFICIO DE 9 PISOS Y DETALLES DEL MURO-L



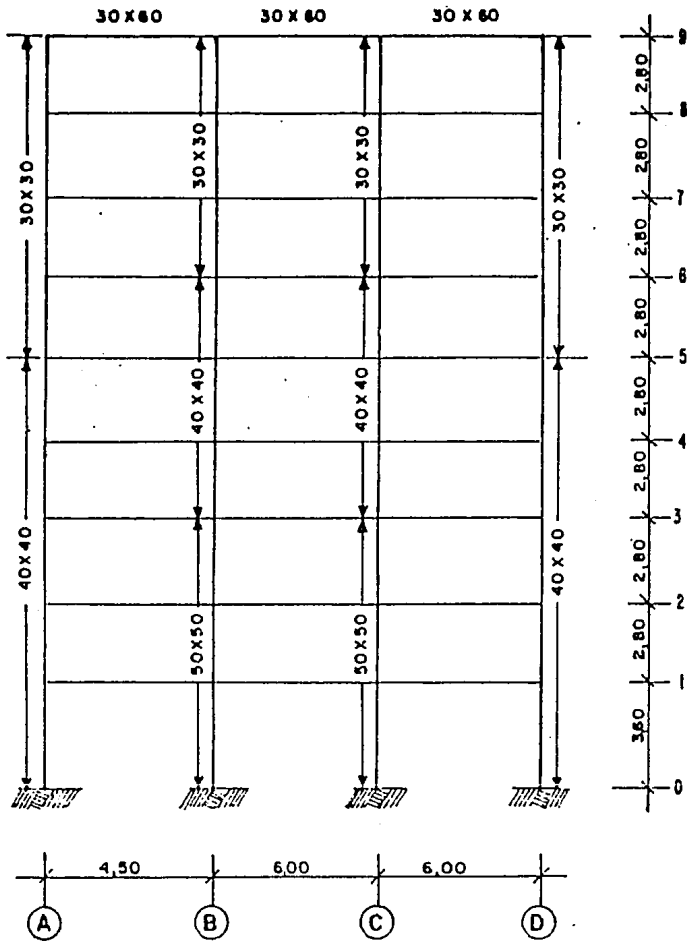
a) Pórticos A y D

FIGURA C-2 - PÓRTICOS DEL EDIFICIO DE 9 PISOS



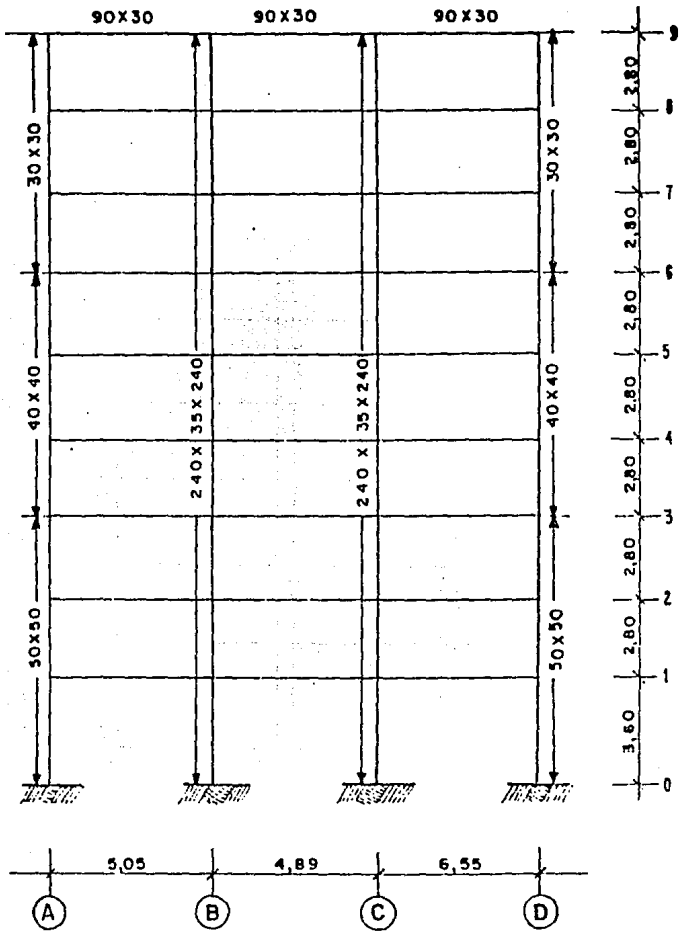
b) Pórticos B y C

FIGURA C-3 - PÓRTICOS DEL EDIFICIO DE 9 PISOS (Cont.)



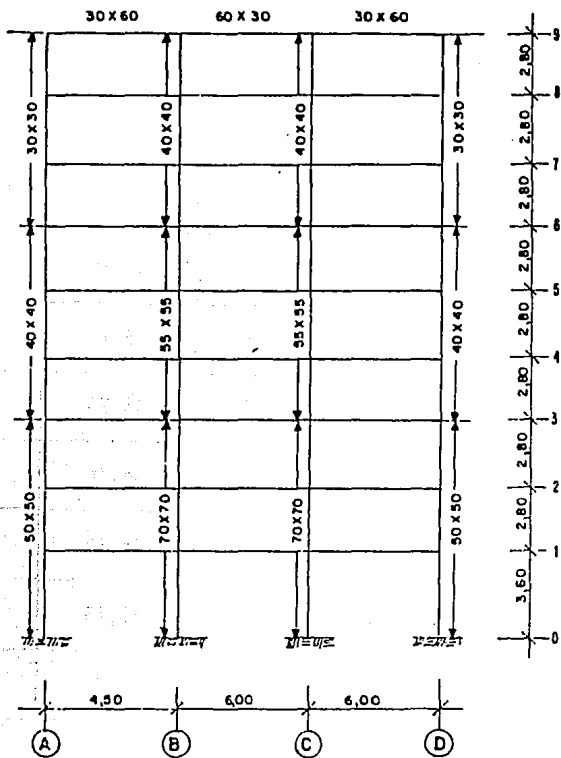
c) Pórticos 1 y 6

FIGURA C-4 - PÓRTICOS DEL EDIFICIO DE 9 PISOS (Cont.)



d) Pórticos 2 y 3

FIGURA C-5 - PÓRTICOS DEL EDIFICIO DE 9 PISOS (Cont.)



e) Pórticos 4 y 5

FIGURA C-6 - PÓRTICOS DEL EDIFICIO DE 9 PISOS (Cont.)

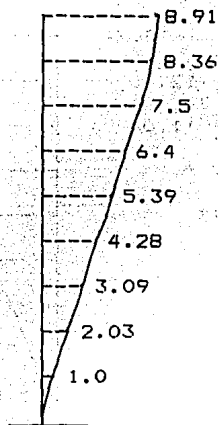
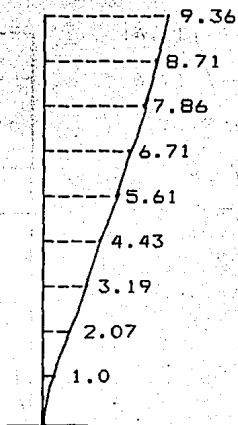
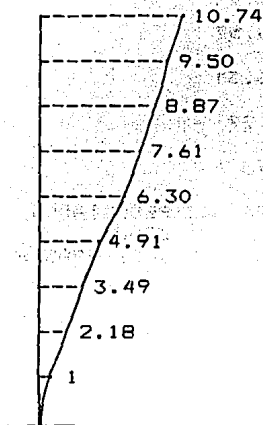
TABLA

PESOS, RADIOS DE GIRO Y COORDENADAS DE LOS CENTROS DE
MASAS DEL EDIFICIO DE NUEVE NIVELES

NIVEL	PESO (ton)	r (m)	x_{cm} (m)	y_{cm} (m)
9	400	10,38	15,76	8,26
8	590	10,38	15,76	8,26
7	590	10,38	15,76	8,26
6	590	10,38	15,76	8,26
5	590	10,38	15,76	8,26
4	590	10,38	15,76	8,26
3	590	10,38	15,76	8,26
2	590	10,38	15,76	8,26
1	775	10,38	15,76	8,26

En la Tabla C-1 se presentan las coordenadas asociadas a la posición de cada p \acute{o} rtico. En los p \acute{o} rticos que contienen muros en L, se tomaron como coordenadas las correspondientes a los baricentros de dichos muros.

PRIMERA CONFIGURACIÓN DEL EDIFICIO DE 9 PISOS
 EN LAS DIRECCIONES X,Y,O NORMALIZADO
 CON RESPECTO AL PRIMER PISO
 FIGURA C.7

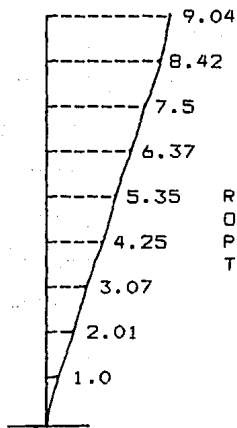
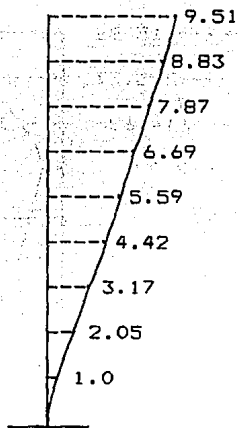
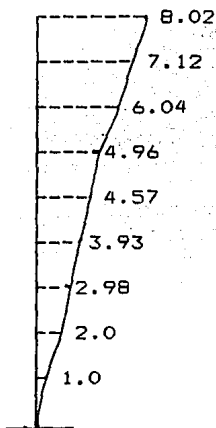


RESULTADOS
 SEGÚN
 JOSE GRASES

DIRECCIÓN X

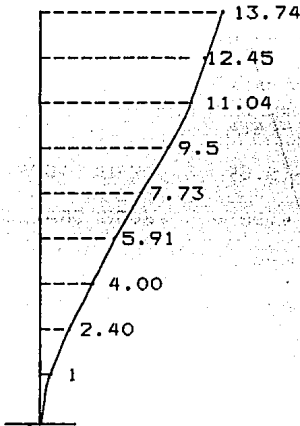
DIRECCIÓN Y

DIRECCIÓN O

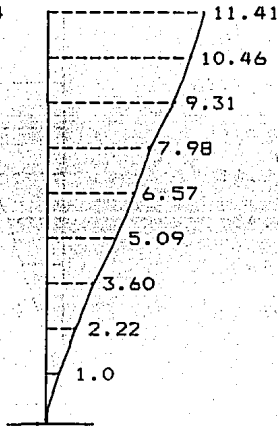


RESULTADOS
 OBTENIDOS
 POR EL PROGRAMA
 TESCOSE

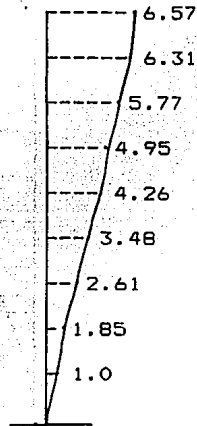
SEGUNDA CONFIGURACIÓN DEL EDIFICIO DE 9 PISOS
 EN LAS DIRECCIONES X,Y,O ,NORMALIZADO
 CON RESPECTO AL PRIMER PISO
 FIGURA C.8



DIRECCIÓN X

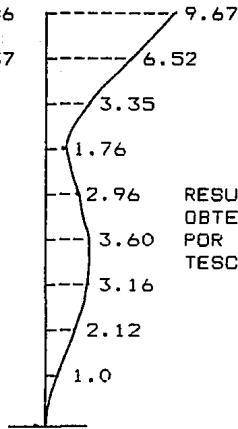
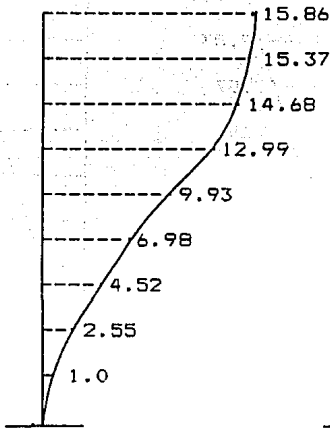
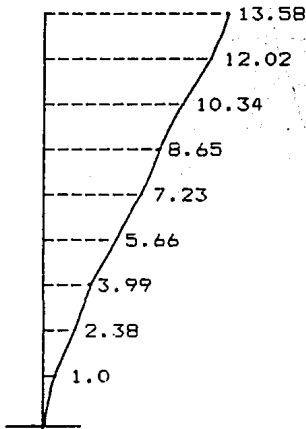


DIRECCIÓN Y



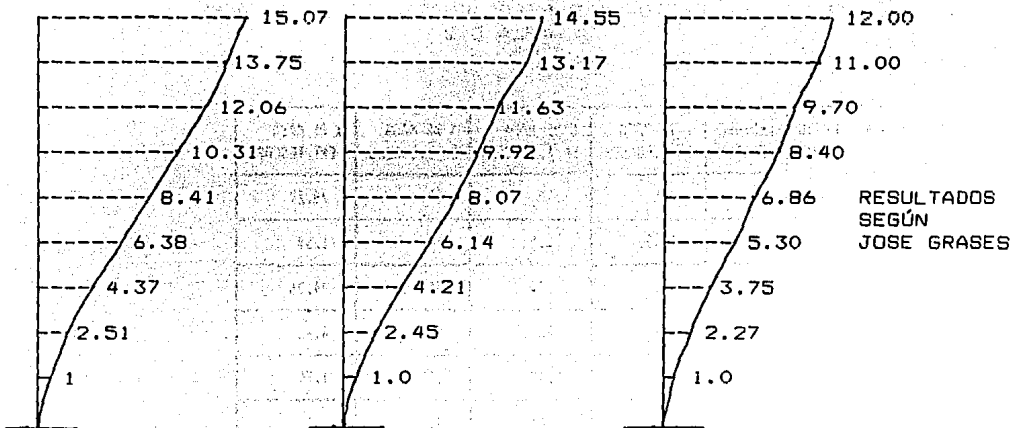
DIRECCIÓN O

RESULTADOS
 SEGÚN
 JOSE GRASES



RESULTADOS
 OBTENIDOS
 POR EL PROGRAMA
 TESCOE

TERCERA CONFIGURACIÓN DEL EDIFICIO DE 9 PISOS
 EN LAS DIRECCIONES X.Y.O .NORMALIZADO
 CON RESPECTO AL PRIMER PISO
 FIGURA C.9



DIRECCIÓN X

DIRECCIÓN Y

DIRECCIÓN O

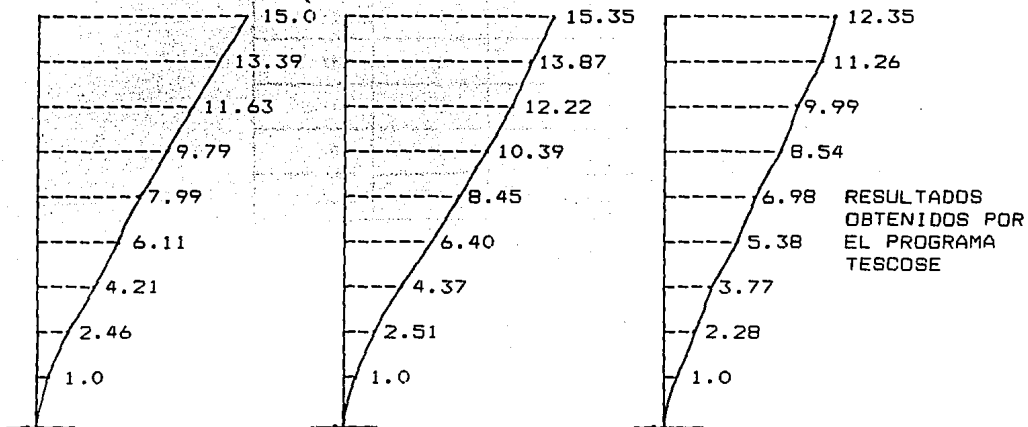
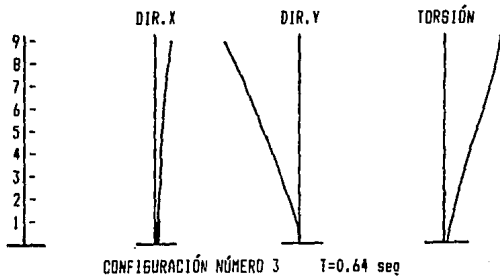
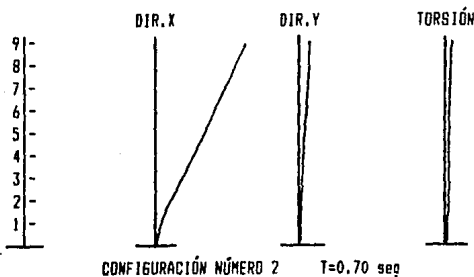
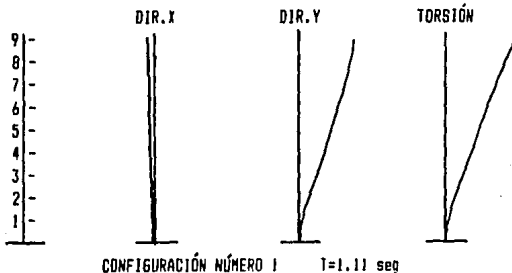


TABLA COMPARATIVA DE PERIODOS Y PORCIENTO DE MASA
 EN EL EDIFICIO DE 9 PISOS EMPOTRADO EN SU BASE
 TABLA C.2

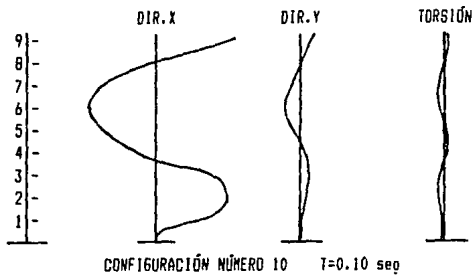
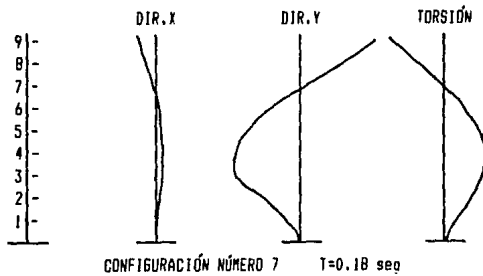
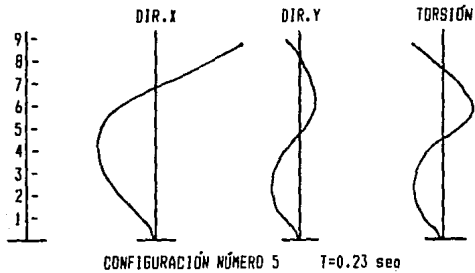
MODO	PERIODO GRASES	PERIODO TESCOSE	% DE MASA EN X, GRASES	% DE MASA EN X, TESCOSE	% DE MASA EN Y, GRASES	% DE MASA EN Y, TESCOSE
1	1.14	1.11	.95	.25	28.04	28.29
2	.83	.70	72.22	71.81	1.36	1.59
3	.68	.64	.51	1.50	45.14	44.26
4	.39	.39	.11	.26	4.82	4.65
5	.23	.23	15.24	9.09	.23	1.79
6	.22	.21	.03	5.03	1.60	.51
7	.19	.18	.13	.27	10.20	10.04
8	.14	.14	.02	.01	.73	.73
9	.11	.11	6.08	.03	.08	.42
10	.10	.10	.01	7.14	.38	.11
11	.09	.09	.05	.01	4.02	.07
12	.081	.086	.01	.08	.19	4.05

MODOS DE VIBRACIÓN REPRESENTATIVOS DEL EDIFICIO
 DE 9 PISOS OBTENIDOS POR EL PROGRAMA TESCOSE.FOR
 AL TOMAR EN CUENTA EMPOTRAMIENTO EN LA BASE
 FIGURA C.10



MODOS DE VIBRACIÓN REPRESENTATIVOS DEL EDIFICIO
DE 9 PISOS OBTENIDOS POR EL PROGRAMA TESCOSE.FOR
AL TOMAR EN CUENTA EMPOTRAMIENTO EN LA BASE

FIGURA C.10a



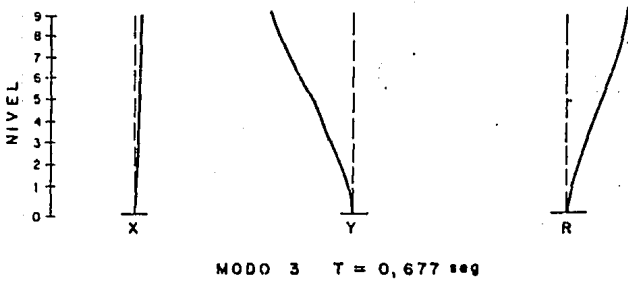
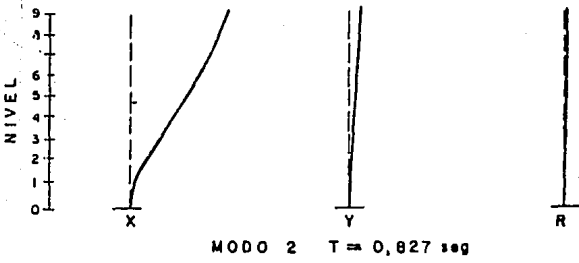
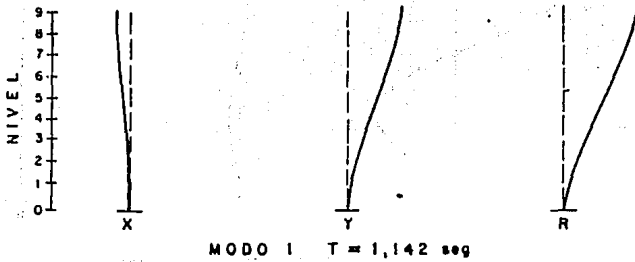
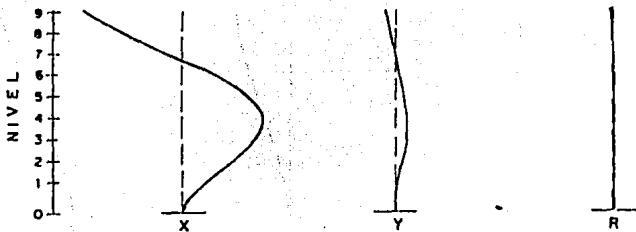
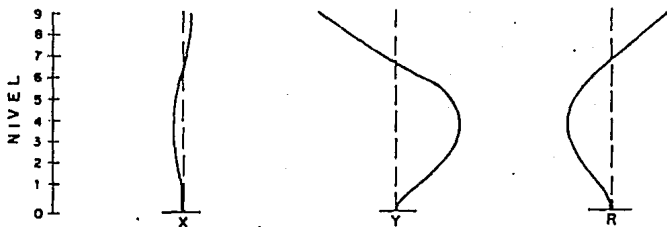


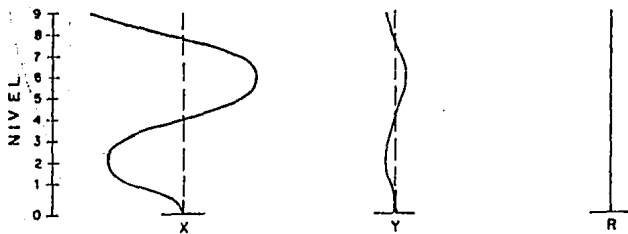
FIGURA C-11 - PRINCIPALES MODOS DE VIBRACIÓN DEL EDIFICIO DE 9 PISOS



MODO 5 $T = 0,230$ seg



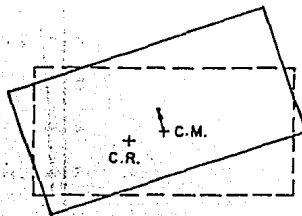
MODO 7 $T = 0,190$ seg



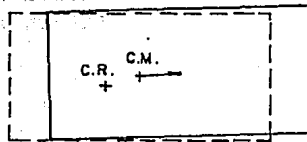
MODO 9 $T = 0,109$ seg

FIGURA c.11a (CONTINUACIÓN)

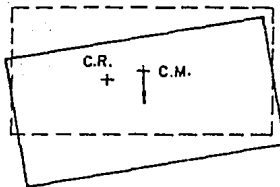
- : Situación de Equilibrio
- : Situación de Máximo Desplazamiento
- + C.M.: Posición de Equilibrio del Centro de Masa
- + C.R.: Posición de Equilibrio del Centro de Rigidez
- ↖ : Vector Desplazamiento del Centro de Masa



1^{er} MODO DE VIBRACIÓN



2^{do} MODO DE VIBRACIÓN

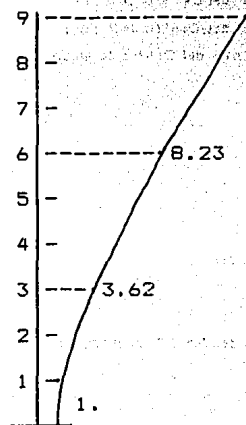


3^{er} MODO DE VIBRACIÓN

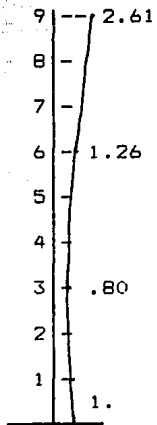
Figura C.11b - Desplazamientos de las Plantas en los Tres Primeros Modos de Vibración.

AMPLIFICACIÓN DE LA VARIANZA DE LA ACELERACIÓN
 EN EL EDIFICIO DE 9 PISOS CON EXCITACIÓN SÍSMICA EN DIRECCIÓN X
 AL TOMAR EN CUENTA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURAS

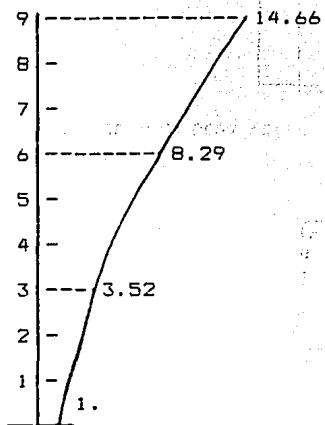
FIGURA C.12



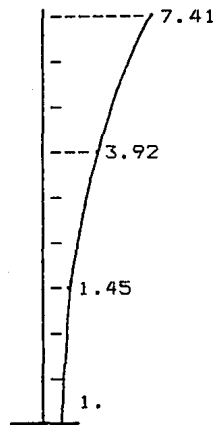
DIRECCION X .I.S.E



DIRECCION X EMPOTRADO

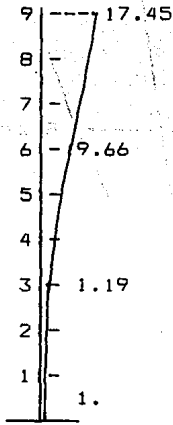


DIRECCION Y .I.S.E

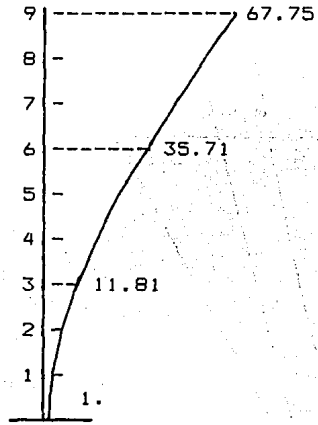


DIRECCION Y.EMPOTRADO

AMPLIFICACIÓN DE LA VARIANZA DE LOS DESPLAZAMIENTOS
 EN EL EDIFICIO DE 9 PISOS AL TOMAR EN CUENTA I.S.E
 EXCITACIÓN SÍSMICA EN DIRECCIÓN X
 FIGURA C.13

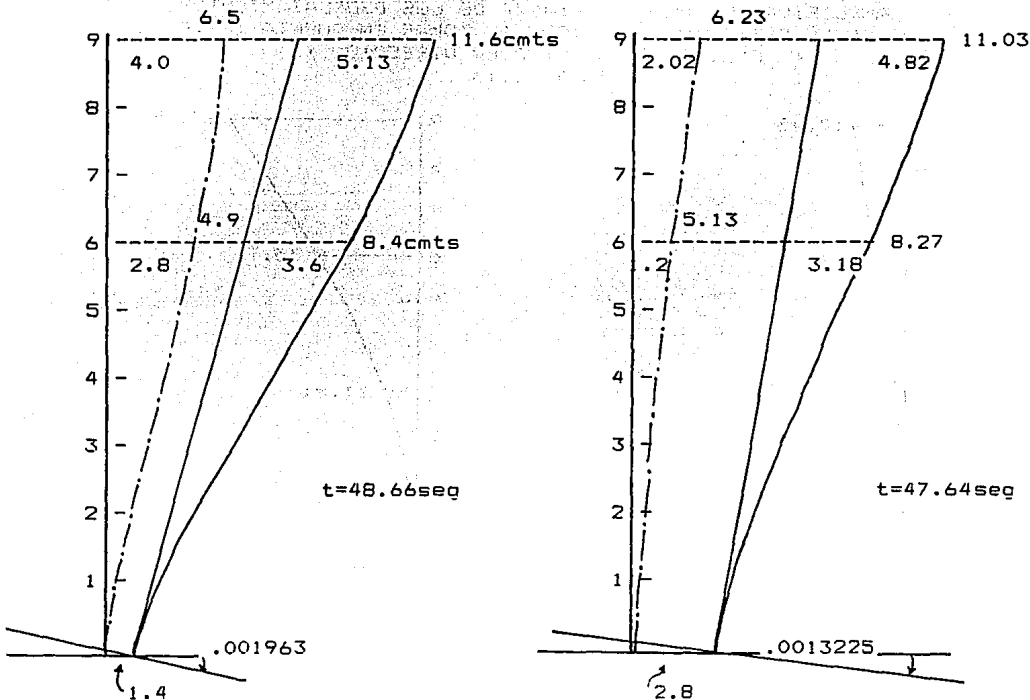


DIRECCIÓN X



DIRECCIÓN Y

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN EL EDIFICIO DE 9 PISOS
 EN UN INSTANTE DE TIEMPO, CON EXCITACIÓN SÍSMICA EN DIR.X
 FIGURA C.14

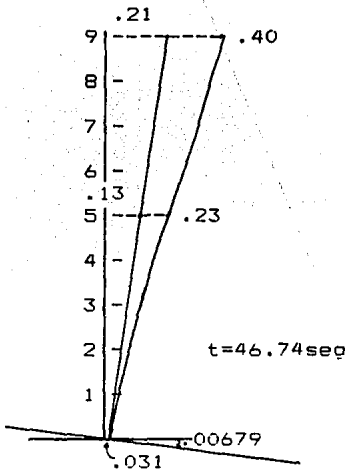


DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS RELATIVOS

	VALOR	TIEMPO		VALOR	TIEMPO
θ	.001963	48.66seg	θ	.001323	47.64seg
Δ_0	1.32cmts	48.60seg	Δ_0	2.77cmts	47.61seg
Δ_6	3.59cmts	48.63seg	Δ_6	3.18cmts	47.64seg
Δ_9	5.13cmts	48.66seg	Δ_9	4.82cmts	47.64seg

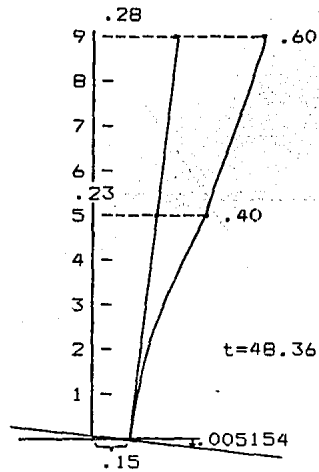
— · — · — EDIFICIO EMPOTRADO EN LA BASE
 ————— EDIFICIO CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

DESPLAZAMIENTOS Y ACELERACIONES MÁXIMAS EN EL EDIFICIO DE 9 PISOS CON EXITACIÓN ROTACIONAL EN LA BASE EN UN INSTANTE DE TIEMPO, AL TOMAR EN CUENTA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURAS
 FIGURA C.15



ACELERACIONES EN DIRECCIÓN Y

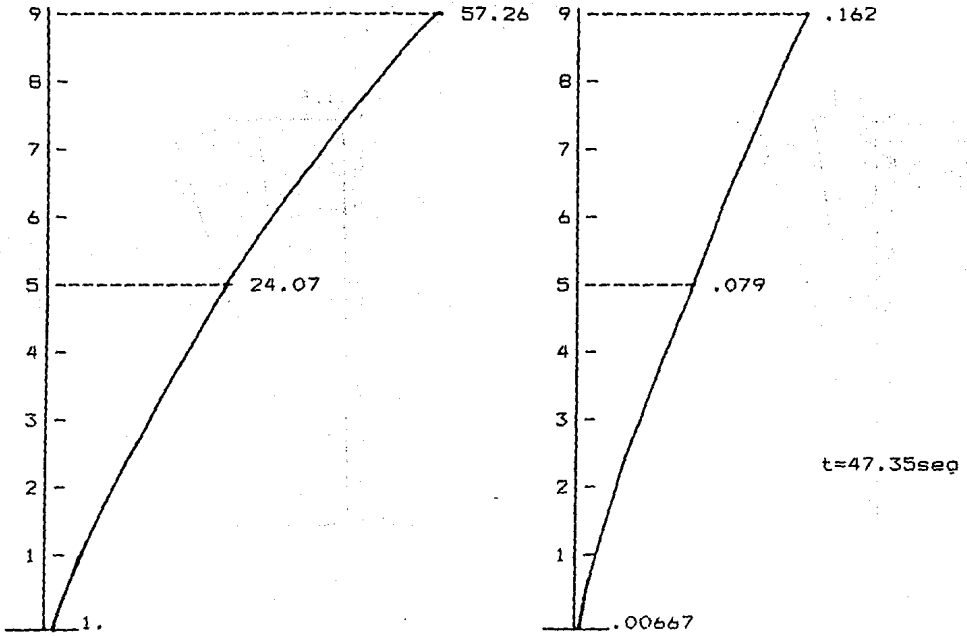
DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN EL PISO 9 = 2cmts



ACELERACIONES EN DIRECCIÓN X

DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN EL PISO 9 = 1.4cmts

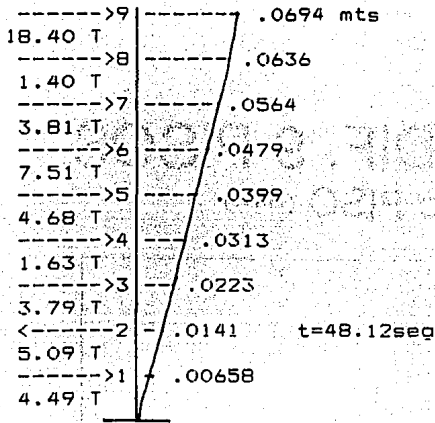
VARIANZA DE LA ACELERACION TORSIONAL Y ACELERACIONES TORSIONALES
 MAXIMAS EN UN INSTANTE DE TIEMPO EN EL EDIFICIO DE 9 PISOS
 CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURAS
 FIGURA C.16



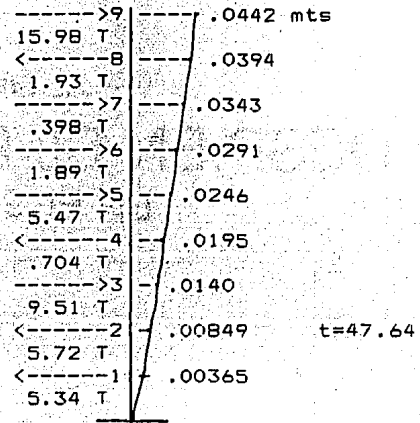
VARIANZA DE LA ACELERACION

ACELERACIONES MAXIMAS EN AZOTEA

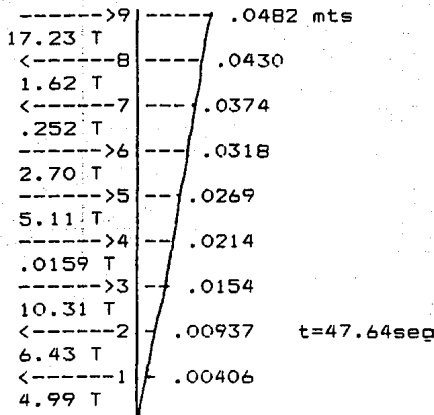
FUERZAS LATERALES Y DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS RELATIVOS EN EL MARCO A DEL EDIFICIO DE 9 PISOS EN UN INSTANTE DE TIEMPO
FIGURA C.17



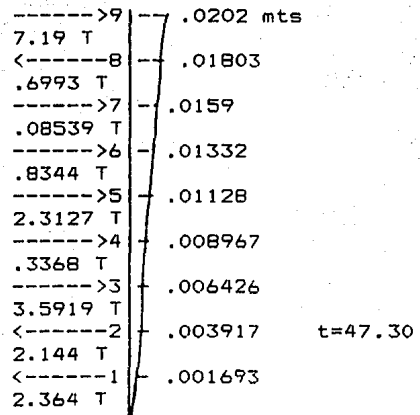
5 COMPONENTES SISMICAS
MAS TORSIÓN
I.S.E



5 COMPONENTES SISMICAS
SIN TORSIÓN
I.S.E



1 COMPONENTE SÍSMICA
EN DIRECCIÓN X SIN TORSIÓN
I.S.E

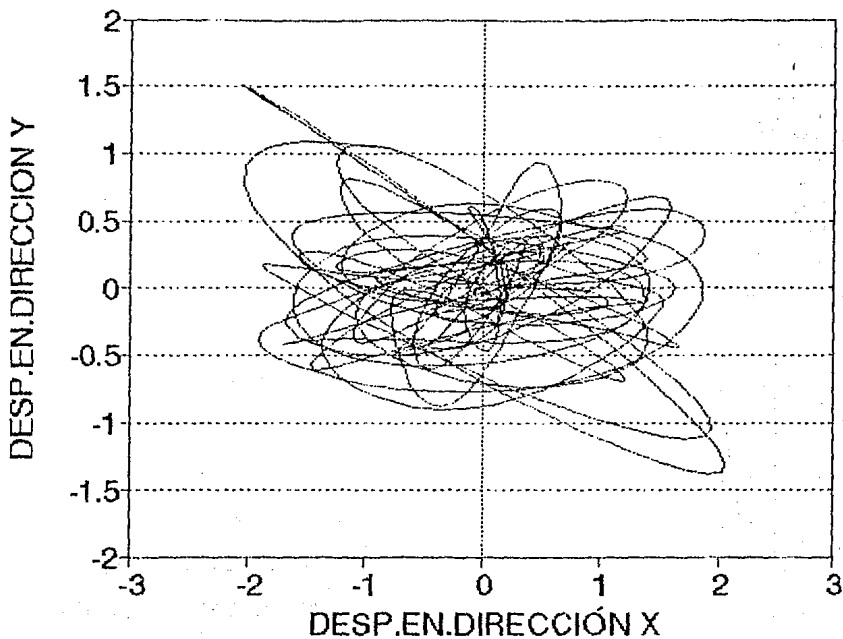


1 COMPONENTE SÍSMICA
EN DIRECCIÓN X SIN TORSIÓN
EMPOTRADO

Fig. C-38

DESP. EN EL EDIF. 9 PISOS

EN EL 9no PISO (cmts)

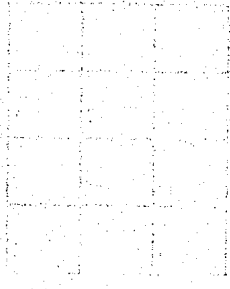


EDIFICIO DE 17 PISOS

17 PISOS

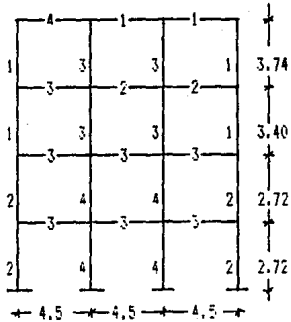
EDIFICIO DE 17 PISOS

EDIFICIO DE 17 PISOS :



MARCOS DEL EDIFICIO DE 17 PISOS
UNIDADES TONELADAS-METROS

FIGURA C.19
MARCO TÍPO 1



PROPIEDADES DE COLUMNAS

TIPO	E	A	I	ZR(I)	ZR(J)
1	1510000	.3848	.01179	0.	1.
2	2270000	.6400	.03413	1.36	0.6
3	2067607	.0001	.00001	0.	0.6
4	2270000	.1257	.00126	1.36	0.6

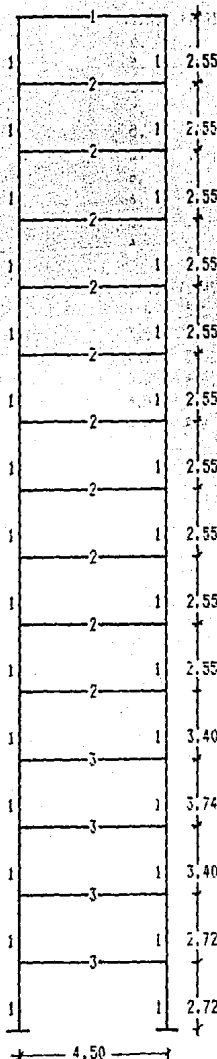
PROPIEDADES DE VIGAS

TIPO	E	AC	I	ZR(I)	ZR(J)
1	1319890	.3566	.04208	0.3	0.3
2	2067607	.0010	.000001	0.3	0.3
3	2146790	.1980	.008027	0.3	0.3

PROPIEDADES DE MUROS

TIPO	E	G	A	I
1	2067607	620252	.90	1.5186

FIGURA C.20
MARCO TIPO 2



PROPIEDADES DE COLUMNAS

TIPO	E	A	I	ZR(1)	ZR(3)
1	2067607	.00010	.00001	0.	.4

PROPIEDADES DE VIGAS

TIPO	E	AC	I	ZR(1)	ZR(3)
1	1219160	.0680	.000707	0.3	0.3
2	2067607	.0910	.001958	0.3	0.3
3	2067607	.0010	.0000001	0.3	0.3

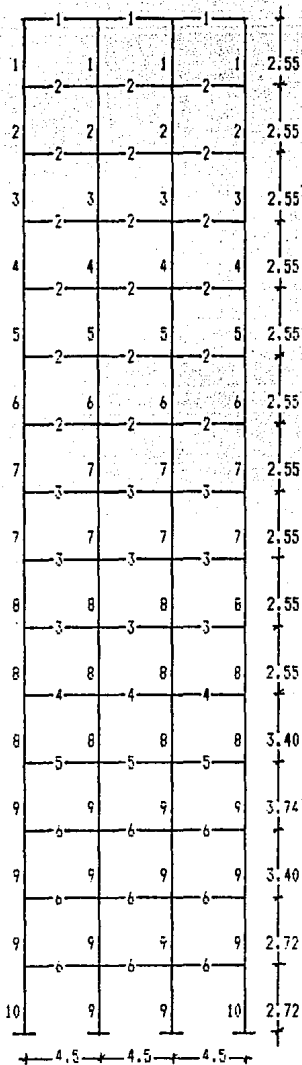
PROPIEDADES DE MURDOS

A	I
3.53	341.81

PISOS	E	G
14-13	2379200	713760
13-12	1735980	520794
12-11	1621810	486543
11-10	1442400	432720
10-9	1645260	493578
9-8	1577980	473394
8-7	2072380	621714
7-6	1723750	517125
6-5	1496430	448929

ELEMENTOS
FICTICIOS

FIGURA C.21- MARCO TIPO 3



PROPIEDADES DE COLUMNAS

TIPO	E	A	I	ZR(I)	ZR(J)
1	1219160	.0491	.00019	0.	.5
2	2379200	.0707	.00040	0.	.5
3	1735980	.0962	.00074	0.	.5
4	1621810	.1257	.00126	0.	.5
5	1442400	.1963	.00307	0.	.5
6	1645260	.2376	.00449	0.	.6
7	1577980	.2827	.00636	0.	.6
8	2072380	.3318	.00676	0.	.6
9	1720000	.3848	.01179	0.	.6
10	2391440	.6400	.03410	0.	.6

PROPIEDADES DE VIGAS

TIPO	E	AC	I	ZR(I)	ZR(J)
1	1219160	.1250	.001150	0.3	0.3
2	2379200	.1520	.002993	0.3	0.3
3	1577980	.1600	.004062	0.3	0.3
4	2072380	.1770	.004736	0.4	0.4
5	1464630	.1770	.006942	0.4	0.4
6	2391440	.1980	.005027	0.4	0.4

PROPIEDADES DE MURGS

TIPO	A	I
TODOS	3.53	341.81

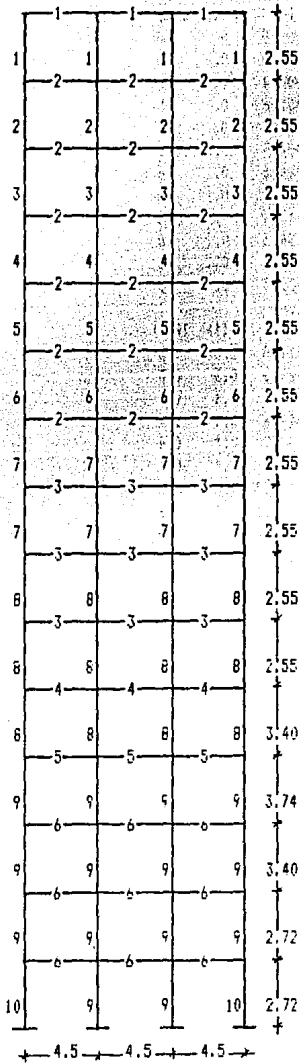
ENTRE LAS COLUMNAS 1 y 2

PISOS	E	I
6-5	1496430	448928
7-6	1723750	517125
8-7	2072380	621714
9-8	1577980	473394
10-9	1645260	493376
11-10	1442400	432720
12-11	1621810	486543
13-12	1735980	520794
14-13	2379200	713760
15-14	1219160	365748

ENTRE LAS COLUMNAS 3 y 4

PISOS	E	I
13-12	1735980	520794
14-13	2379200	713760
15-14	1219160	365748

FIGURA C.22-MARCO TIPO 4



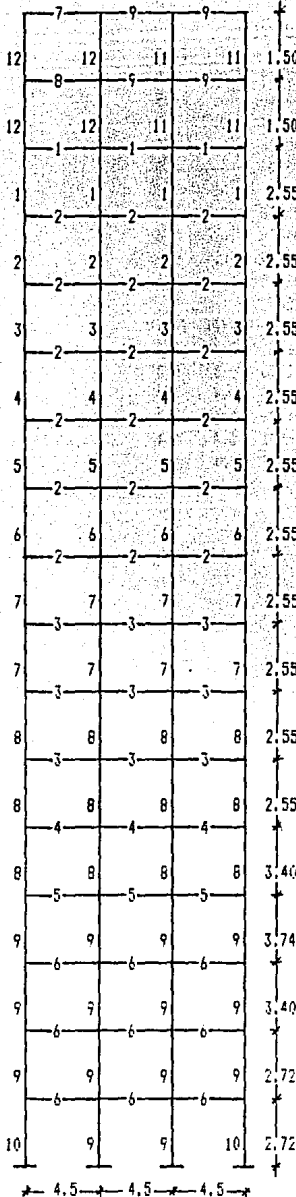
PROPIEDADES DE COLUMNAS

TIPO	E	A	I	ZR(1)	ZR(2)
1	1219160	.0491	.00019	0.	.5
2	2379200	.0707	.00040	0.	.5
3	1735980	.0962	.00074	0.	.5
4	1621810	.1257	.00126	0.	.5
5	1442400	.1963	.00307	0.	.5
6	1645260	.2376	.00449	0.	.6
7	1577980	.2827	.00636	0.	.6
8	2072380	.3318	.00876	0.	.6
9	1720000	.3848	.01179	0.	.6
10	2391440	.6400	.03413	0.	.5

PROPIEDADES DE VIGAS

TIPO	E	AC	I	ZR(1)	ZR(2)
1	1219160	.1250	.001150	0.3	0.3
2	2379200	.1520	.002993	0.3	0.3
3	1577980	.1600	.004082	0.4	0.4
4	2072380	.1770	.004738	0.4	0.4
5	1464830	.1770	.006942	0.4	0.4
6	2391440	.1980	.009627	0.4	0.4

FIGURA C.23. MARCO TIPO 5



PROPIEDADES DE COLUMNAS

TIPO	E	A	I	ZR(I)	ZR(J)
1	1219160	.0491	.00019	0.	.5
2	2379200	.0707	.00040	0.	.5
3	1735980	.0962	.00074	0.	.5
4	1621810	.1257	.00126	0.	.5
5	1442400	.1963	.00307	0.	.6
6	1645260	.2376	.00449	0.	.6
7	1577980	.2827	.00636	0.	.6
8	2072380	.3318	.00876	0.	.6
9	1720000	.3846	.01179	0.	.6
10	2391440	.6400	.03413	0.	.6
11	1291600	.0001	.00001	0.	.6
12	1291600	.0625	.00033	0.	.6

PROPIEDADES DE VIGAS

TIPO	E	AC	I	ZR(I)	ZR(J)
1	1219160	.1250	.001150	0.3	0.3
2	2379200	.1520	.002993	0.3	0.3
3	1577980	.1600	.004082	0.4	0.4
4	2072380	.1770	.004736	0.4	0.4
5	1464830	.1770	.006942	0.4	0.4
6	2391440	.1980	.008027	0.4	0.4
7	1219160	.0080	.0000083	0.3	0.3
8	1219160	.0170	.0000421	0.3	0.3
9	1219160	.0010	.0000010	0.0	0.0

PROPIEDADES DE MUROS

ENTRE LAS COLUMNAS 1 y 2

	A	I
	.675	1.139

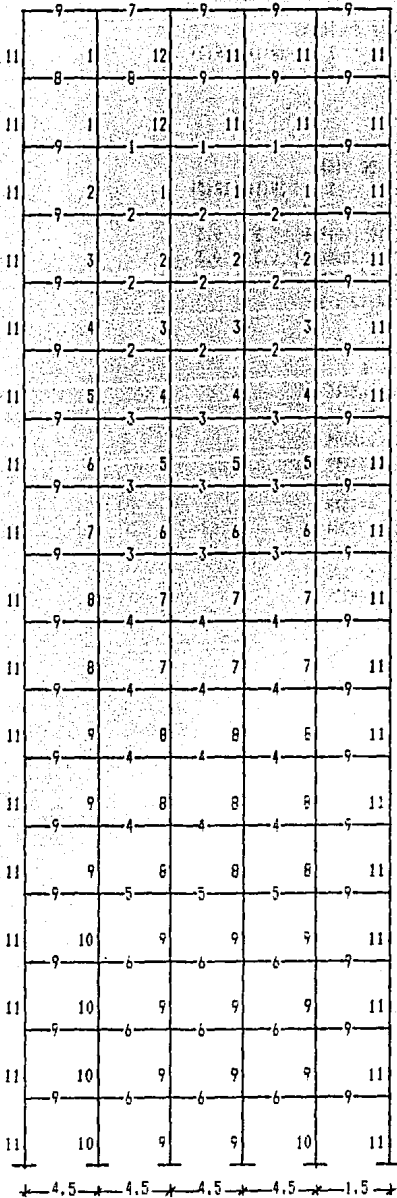
PISOS E 6

	A	I
17-16	1219160	365800

PISOS E 6

	A	I
16-15	1219160	365800

FIGURA C.24- MARCO TIPO 6



PROPIEDADES DE COLUMNAS

TIPO	E	A	I	ZP(1)	ZR(J)
1.50	1	1219160	.0491	.00019	0. .5
	2	2379200	.0707	.00040	0. .5
	3	1735980	.0962	.00074	0. .5
1.50	4	1621810	.1257	.00126	0. .5
	5	1442400	.1963	.00307	0. .6
	6	1645260	.2376	.00449	0. .6
2.55	7	1577980	.2827	.00656	0. .6
	8	2072380	.3318	.00876	0. .6
	9	1720000	.3846	.01179	0. .6
2.55	10	2391440	.6400	.03413	0. .6
	11	1291600	.0001	.00001	0. .5
	12	1291600	.0625	.00033	0. .5

PROPIEDADES DE VIGAS

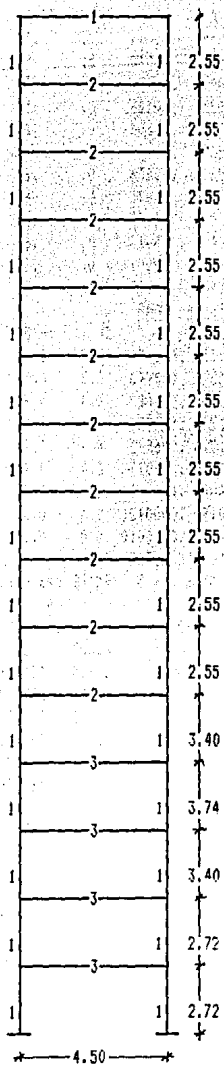
TIPO	E	AC	I	ZR(1)	ZR(J)
1.50	1	1219160	.1250	.001150	0.3 0.3
2.55	2	2379200	.1520	.002993	0.3 0.3
	3	1577980	.1600	.004082	0.4 0.4
	4	2072380	.1770	.004736	0.4 0.4
2.55	5	1464630	.1770	.006942	0.4 0.4
	6	2391440	.1980	.008027	0.4 0.4
	7	1219160	.0080	.0000063	0.3 0.3
2.55	8	1219160	.0190	.00000421	0.3 0.3
	9	1219160	.0010	.0000010	0.0 0.0

PROPIEDADES DE MUROS
ENTRE LAS COLUMNAS 2 v 3 ENTRE LAS COLUMNAS 4 v 5

		A	I			A	I
		.675	1.139			.675	1.139
PISOS	E	B	PISOS	E	B		
17-14	1219160	365800	15-14	121916	36580		
14-13	2379200	713760	14-13	237920	71376		
13-12	1735980	520794	13-12	173598	52079		
12-11	1621810	486543	12-11	162181	48654		
11-10	1442400	432720	11-10	144240	43272		
10-9	1645260	493578	10-9	164526	49357		
9-8	1577980	473394	9-8	157798	47339		
8-7	2072380	621714	8-7	207238	62171		
7-6	1723750	517125	7-6	172375	51712		
6-5	1464630	448929	6-5	146463	44892		
5-4	1464630	439450	5-4	146463	43945		
4-3	1319890	395970	4-3	131989	39597		
3-2	1717640	515290	3-2	171764	51529		
2-1	2146790	644040	2-1	214679	64404		
1-0	2391440	36574	1-0	239144	71743		

PROPIEDADES DE DIAGONALES
1-DESDE EL PISO 15 AL 0 EXISTEN DIAGONALES
EN UN SOLO SENTIDO /
ENTRE COLUMNAS 4 v 5, AREA=216
2-LOS MODULOS DE ELASTICIDAD VARIAN IGUAL
A LOS DE LOS MUROS ENTRE LAS COLUMNAS 4 v 5
MULTIPLICADOS POR 10

FIGURA C.25-MARCO TIPO 7.



PROPIEDADES DE COLUMNAS

TIPO	E	A	I	ZR(1)	ZR(3)
1	2067607	.00010	.000061	0.	.4

PROPIEDADES DE VIGAS

TIPO	E	AC	I	ZR(1)	ZR(3)
1	2067607	.0680	.000707	0.3	0.3
2	2067607	.0910	.001958	0.3	0.3
3	2067607	.0010	.0000001	0.3	0.3

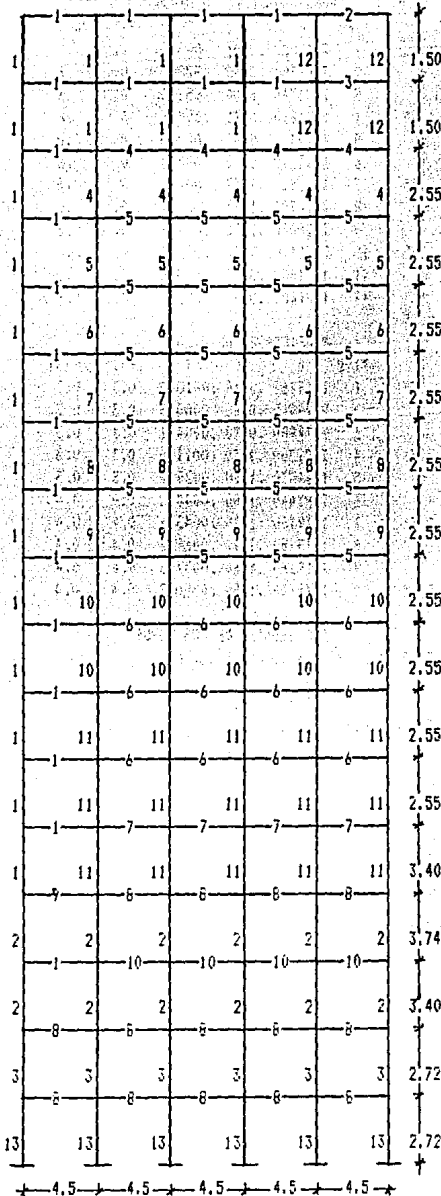
PROPIEDADES DE MUROS
ENTRE LAS COLUMNAS 2 y 3

	A	I
	13.05	2200
PISOS	E	G
15-14	1219160	365748
14-13	2379200	713760
13-12	1735980	520794
12-11	1621810	486543
11-10	1442400	432720
10-9	1645260	493578
9-8	1577580	473394
8-7	2072380	621714
7-6	1723750	517125
6-5	1496430	448929

ELEMENTOS
FICTICIOS

FIGURA C.26-

MARCO TIPO 6



PROPIEDADES DE COLUMNAS

TIPO	E	A	I	ZR(1)	ZR(J)
1	1219160	.0001	.00001	0.	.6
2	2379200	.3848	.01179	0.	.6
3	1735980	.6400	.03413	0.	.6
4	1621810	.0491	.00019	0.	.6
5	1442400	.0707	.00040	0.	.6
6	1645260	.0962	.00074	0.	.6
7	1577980	.1257	.00126	0.	.6
8	2072380	.1963	.00307	0.	.6
9	1720000	.2376	.00449	0.	.6
10	2391440	.2827	.00636	0.	.6
11	1291600	.3318	.00876	0.	.6
12	1291600	.0625	.00033	0.	.6
13	2067607	.6400	.03413	0.	.6

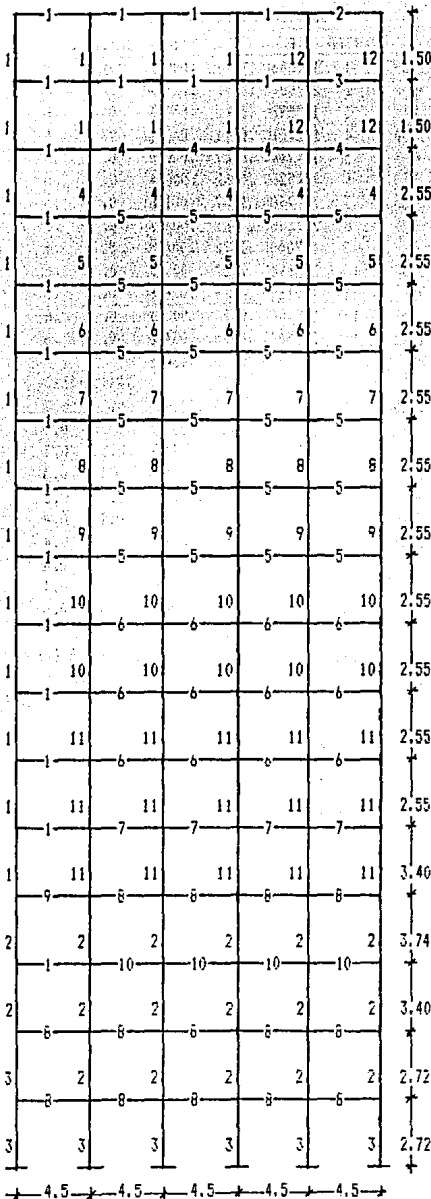
PROPIEDADES DE VIGAS

TIPO	E	AC	I	ZR(1)	ZR(J)
1	1219160	.0010	.001000	0.3	0.3
2	2379200	.0080	.000083	0.3	0.3
3	1577980	.0190	.000421	0.3	0.3
4	2072380	.1250	.001150	0.3	0.3
5	1464830	.1520	.002993	0.3	0.3
6	2391440	.1600	.004082	0.4	0.4
7	1219160	.1770	.004336	0.4	0.4
8	1219160	.1770	.006942	0.4	0.4
9	1219160	.1560	.005706	0.4	0.4
10	1219160	.1980	.008027	0.4	0.4

PROPIEDADES DE LOS MUROS
ENTRE LAS COLUMNAS 5 v 6 ENTRE LAS COLUMNAS 1 y 6

ENTRE LAS COLUMNAS 5 v 6			ENTRE LAS COLUMNAS 1 y 6		
A	E	I	A	E	I
.675	1.0630		.90	1.5118	
PISOS	E	G	PISOS	E	G
17-16	1219160	365750	1-0	2391440	717430
A	E	I			
.95	1.139				
PISOS	E	G			
16-15	1219160	365750			
A	E	I			
2.835	43.056				
PISOS	E	G			
15-14	1219160	365750			
14-13	2379200	713760			
13-12	1735980	520794			
12-11	1621810	486543			
11-10	1442400	432720			
10-9	1645260	493578			
9-8	1577980	473394			
8-7	2072380	621714			
7-6	1723750	517125			
6-5	1496430	448925			
5-4	1464630	439450			
4-3	1319890	395970			
3-2	1717640	515290			
2-1	2146790	644040			

FIGURA C.27- MARCO TIPO 9



PROPIEDADES DE COLUMNAS

TIPO	E	A	I	ZR(I)	ZR(J)
1	2067607	.0001	.00001	0.	.5
2	2146790	.3848	.32000	0.	.6
3	2391440	.6400	.05300	0.	.6
4	1621810	.0491	.00019	0.	.6
5	1442400	.0707	.00040	0.	.6
6	1645260	.0962	.00074	0.	.6
7	1577980	.1257	.00126	0.	.6
8	2072380	.1963	.00307	0.	.6
9	1720000	.2376	.00449	0.	.6
10	2391440	.2827	.00636	0.	.6
11	1291600	.3318	.00876	0.	.6
12	1291600	.0625	.00033	0.	.6

PROPIEDADES DE VIGAS

TIPO	E	AC	I	ZR(I)	ZR(J)
1	1219160	.0010	.001000	0.3	0.3
2	2379200	.0080	.000083	0.3	0.3
3	1577980	.0190	.000421	0.3	0.3
4	2072380	.1250	.001150	0.3	0.3
5	1464830	.1520	.002993	0.3	0.3
6	2351440	.1600	.004082	0.4	0.4
7	1219160	.1770	.004336	0.4	0.4
8	1219160	.1770	.006542	0.4	0.4
9	1219160	.1560	.005706	0.4	0.4
10	1219160	.1980	.008027	0.4	0.4

PROPIEDADES DE LOS MURDOS ENTRE LAS COLUMNAS 5 v 6

	A	I
PISOS	.675	1.0630
17-16	2067607	620282
	A	I
PISOS	.95	1.139
16-15	2067607	620282

FIGURA C.26- MARCO TIPO 10

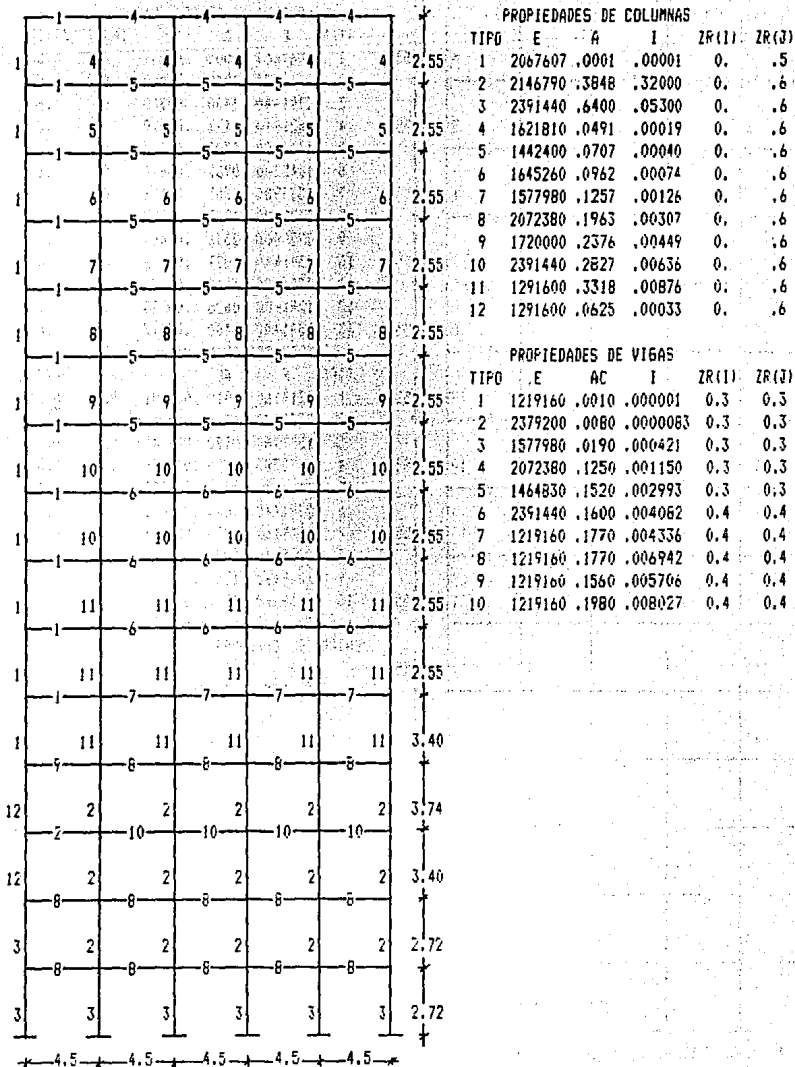
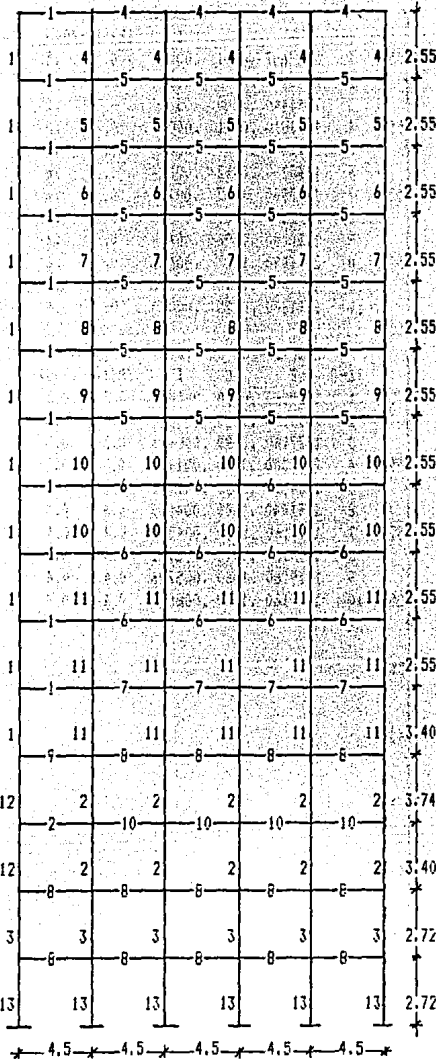


FIGURA C.29- MARCO TIPO 11



PROPIEDADES DE COLUMNAS

TIPO	E	A	I	ZR(1)	ZR(2)
1	2067607	.0001	.00001	0.	.5
2	2146790	.3848	.32000	0.	.6
3	2391440	.6400	.05300	0.	.6
4	1621810	.0491	.00019	0.	.6
5	1442400	.0707	.00040	0.	.6
6	1645260	.0962	.00074	0.	.6
7	1577980	.1257	.00126	0.	.6
8	2072380	.1963	.00307	0.	.6
9	1720000	.2376	.00449	0.	.6
10	2391440	.2827	.00636	0.	.6
11	1291600	.3318	.00876	0.	.6
12	1291600	.0625	.00633	0.	.6
13	2391440	.6400	.03413	0.	.6

PROPIEDADES DE VIGAS

TIPO	E	AC	I	ZR(1)	ZR(2)
1	1219160	.0010	.000001	0.3	0.3
2	2379200	.0080	.0000083	0.3	0.3
3	1577980	.0190	.0000421	0.3	0.3
4	2072380	.1250	.001150	0.3	0.3
5	1464830	.1520	.002993	0.3	0.3
6	2391440	.1600	.004082	0.4	0.4
7	1219160	.1770	.004336	0.4	0.4
8	1219160	.1770	.006942	0.4	0.4
9	1219160	.1560	.005706	0.4	0.4
10	1219160	.1980	.008027	0.4	0.4

PROPIEDADES DE MUROS

ENTRE LAS COLUMNAS 5 v 6

	A	I
2.835	43.056	
PISOS	E	G
15-14	1219160	365740
14-13	2379200	713760
13-12	1735980	520790
12-11	1621810	486540
11-10	1442400	432720
10-9	1645260	493570
9-8	1577980	473390
8-7	2072380	621710
7-6	1723750	517120
6-5	1496430	448920
5-4	1464830	439450
4-3	1319890	395970
3-2	1717640	515290
2-1	2146790	644040

ENTRE LAS COLUMNAS 5 v 6

	A	I
.90	1.5118	
PISOS	E	G
1-0	2391440	717430
	A	I
.90	1.5118	
PISOS	E	G
1-0	2391440	620282

FIGURA C.30
IDENTIFICACIÓN DE EJES Y MARCOS

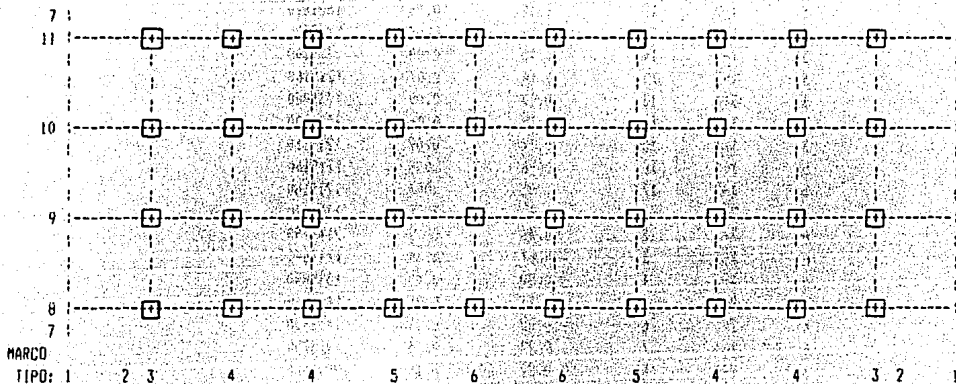


TABLA C.3

TABLA DE PROPIEDADES PARA LOS CONTRAVIENTOS EQUIVALENTES					
MARCO TIPO	EJES DE COLUMNAS	PISO SUP.	ÁREA EQUIVALENTE	ÁREA MEDIA EQUIVALENTE	E
1	1-2	1	.351	.1755	2067607
1	2-3	1	.351	.1755	2067607
1	3-4	1	.351	.1755	2067607
2	1-2	6	.720	.3600	1496430
2	1-2	7	.720	.3600	1723750
2	1-2	8	.720	.3600	2072380
2	1-2	9	.720	.3600	1577980
2	1-2	10	.720	.3600	1645260
2	1-2	11	.720	.3600	1442400
2	1-2	12	.720	.3600	1621810
2	1-2	13	.720	.3600	1735980
2	1-2	14	.720	.3600	2379200
2	1-2	15	.720	.3600	1219160
2	1-2	6	2.58	1.290	1496430
2	1-2	7	2.58	1.290	1723750
2	1-2	8	2.58	1.290	2072380
2	1-2	9	2.58	1.290	1577980
2	1-2	10	2.58	1.290	1645260
2	1-2	11	2.58	1.290	1442400
2	1-2	12	2.58	1.290	1621810
2	1-2	13	2.58	1.290	1735980
2	1-2	14	2.58	1.290	2379200
2	1-2	15	2.58	1.290	1219160
3	1-2	6	0.32	0.16	1496430
3	1-2	7	0.29	0.15	1723750
3	1-2	8	0.21	0.11	2072380

3	1-2	9	0.24	0.12	1577980
3	1-2	10	0.22	0.11	1645260
3	1-2	11	0.21	0.11	1442400
3	1-2	12	0.18	0.09	1621810
3	1-2	13	0.17	0.09	1735980
3	1-2	14	0.15	0.08	2379200
3	1-2	15	0.14	0.07	1219160
3	3-4	13	0.17	0.09	1735980
3	3-4	14	0.15	0.06	2379200
3	3-4	15	0.14	0.07	1219160
5	1-2	16	.096	.048	1219160
5	1-2	17	.095	.047	1219160
6	2-3	1	5.71	2.85	2391940
6	2-3	2	0.46	0.23	2146790
6	2-3	3	0.67	0.34	1717640
6	2-3	4	0.90	0.45	1319890
6	2-3	5	0.43	0.21	1464830
6	2-3	6	0.32	0.16	1496430
6	2-3	7	0.29	0.15	1723750
6	2-3	8	0.27	0.14	2072380
6	2-3	9	0.31	0.16	1577980
6	2-3	10	0.25	0.12	1645260
6	2-3	11	0.25	0.12	1442400
6	2-3	12	0.21	0.10	1621810
6	2-3	13	0.18	0.10	1735980
6	2-3	14	0.16	0.08	2379200
6	2-3	15	0.19	0.09	1219160
6	2-3	16	0.09	.045	1219160
6	2-3	17	0.09	.045	1219160
6	4-5	1	1.35	.675	2391940
6	4-5	2	1.50	.750	2146790
6	4-5	3	2.30	1.15	1717640
6	4-5	4	3.24	1.62	1319890
6	4-5	5	2.77	1.38	1464830
6	4-5	6	2.03	1.01	1496430
6	4-5	7	1.78	0.89	1723750
6	4-5	8	1.02	0.51	2072380
6	4-5	9	1.30	0.65	1577980
6	4-5	10	1.11	0.55	1645260
6	4-5	11	0.94	0.47	1442400
6	4-5	12	0.65	0.33	1621810
6	4-5	13	0.52	0.26	1735980
6	4-5	14	0.42	0.21	2379200
6	4-5	15	0.33	0.17	1219160
8	1-2	1	0.43	0.21	2391440
8	2-3	1	0.43	0.21	2391440
8	3-4	1	0.43	0.21	2391440
8	4-5	1	0.43	0.21	2391440
8	5-6	1	0.43	0.21	2391440
8	5-6	2	0.83	0.41	2146790
8	5-6	3	1.05	0.52	1717640
8	5-6	4	1.25	0.62	1319890

8	5-6	5	0.91	0.45	1464830
8	5-6	6	0.68	0.34	1496430
8	5-6	7	0.66	0.33	1723750
8	5-6	8	0.70	0.35	2072380
8	5-6	9	0.74	0.37	1577980
8	5-6	10	0.66	0.33	1645260
8	5-6	11	0.68	0.34	1442400
8	5-6	12	0.61	0.30	1621810
8	5-6	13	0.60	0.30	1735180
8	5-6	14	0.58	0.29	2379200
8	5-6	15	0.59	0.29	1219160
8	5-6	16	0.71	0.10	1219160
8	5-6	17	0.16	0.08	1219160
9	5-6	16	0.12	0.06	2067607
9	5-6	17	0.09	0.05	2067607
11	1-2	1	0.52	0.26	2391440
11	2-3	1	0.52	0.26	2391440
11	3-4	1	0.52	0.26	2391440
11	4-5	1	0.52	0.26	2391440
11	5-6	1	0.94	0.47	2391440
11	5-6	2	0.98	0.49	2146790
11	5-6	3	1.07	0.53	1717640
11	5-6	4	1.28	0.64	1319890
11	5-6	5	1.06	0.53	1464830
11	5-6	6	0.79	0.39	1496430
11	5-6	7	0.76	0.38	1723750
11	5-6	8	0.67	0.33	2072380
11	5-6	9	0.70	0.35	1577980
11	5-6	10	0.70	0.35	1645260
11	5-6	11	0.66	0.33	1442400
11	5-6	12	0.63	0.31	1621810
11	5-6	13	0.61	0.30	1735980
11	5-6	14	0.60	0.30	2379200
11	5-6	15	0.59	0.29	1219160

EXCENTRICIDADES DE LOS MARCOS
RESPECTO AL CENTRO DE MASA

MARCOS-->	1	2	3	4	4	5	6	7	8	9	10	11
SIENDO-->	+-	+-	+-	+-	+-	+-	+-	+-	-	-	+	+
				No1	No2							
PISO												
1	24.75	31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
2	24.75	31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
3	24.75	31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
4	24.75	31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
5		31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
6		31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
7		31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
8		31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
9		31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
10		31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
11		31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
12		31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
13		31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
14		31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
15		31.25	20.25	15.75	11.25	6.75	2.25	8.25	-6.75	-2.25	2.25	6.75
16						6.75	2.25		-2.75	2.25		
17						6.75	2.25		-2.75	2.25		

MASAS EN EL EDIFICIO DE 17 PISOS

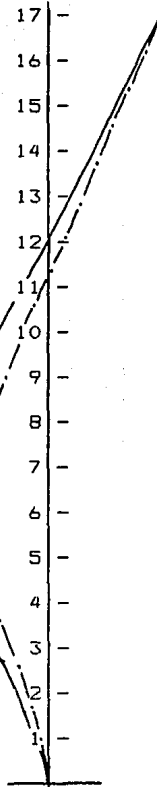
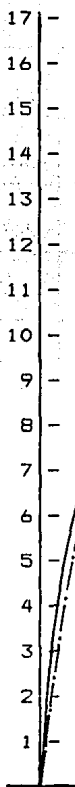
PISO	MASA	MASA TORSTON AL	ALTURA DEL PISO
1	65.550	14380.000	2.72
2	51.990	11405.210	5.44
3	43.220	6564.2400	8.84
4	51.990	11405.210	12.58
5	50.870	7725.9800	15.98
6	70.850	10760.410	18.53
7	70.850	10760.410	21.08
8	70.850	10760.410	23.63
9	70.850	10760.410	26.18
10	70.850	10760.410	28.73
11	70.850	10760.410	31.28
12	77.060	11703.560	33.83
13	77.060	11703.560	36.38
14	67.790	10295.670	38.93
15	63.910	9706.4000	41.48
16	10.601	178.89900	42.98
17	4.2800	72.720000	44.48

TABLA COMPARATIVA DE FRECUENCIAS
 EN EL EDIFICIO DE 17 PISOS AL TOMAR EN CUENTA
 EMPOTRAMIENTO EN LA BASE
 TABLA C.4

MODO	1 FRECUENCIA MEDIDA EXPERIMENTAL	2 FRECUENCIA CALCULADA SUPER E-TABS	3 FRECUENCIA CALCULADA TESCOSE	1 - 2	1 - 3
				1	1
MODO 1 EN X	1.20 HZ	1.065	.76	11.3%	36.7%
MODO 2 EN X	3.84 HZ	6.084	2.38	-58.4%	38.0%
MODO 3 EN X	5.68 HZ	17.319	5.60	-204.9%	1.41%
MODO 1 EN Y	0.80 HZ	0.807	.7306	- .88%	8.7%
MODO 2 EN Y	2.72 HZ	3.47	2.57	-27.6%	5.51%
MODO 3 EN Y	4.80 HZ	11.12	5.14	-131.7%	-7.08%
MODO 1 EN X	1.36 HZ	.9843	.86	27.6%	36.8%
MODO 2 EN X	3.60 HZ	4.6295	2.79	-28.6%	22.5%
MODO 3 EN X	6.24 HZ	15.7691	7.34	-152.7%	-17.6%

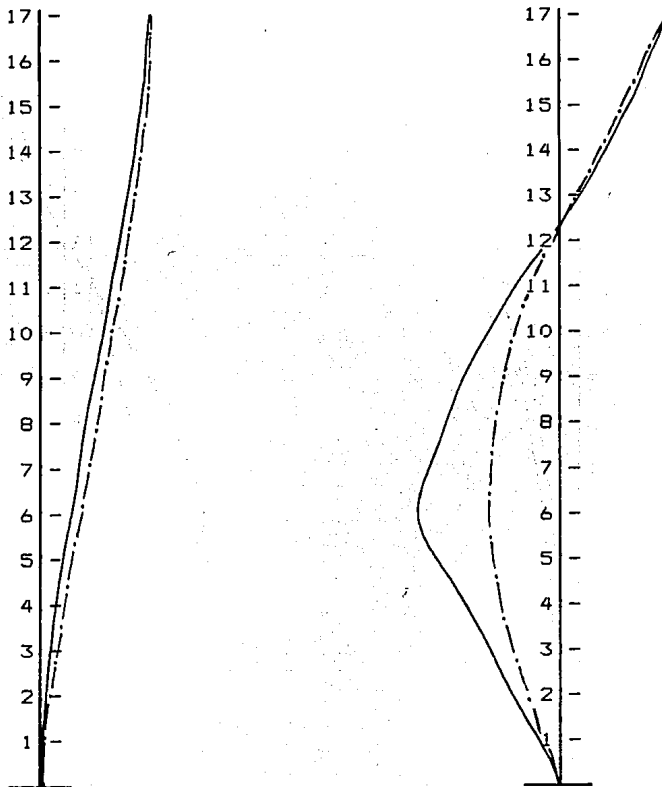
MODOS 1ro Y 2do EN TORSIÓN DEL EDIFICIO DE 17 PISOS
AL TOMAR EN CUENTA EMPOTRAMIENTO EN LA BASE

— SUPER E-TABS
- · - · - PROGRAMA TESCOSE.FOR



MODOS 1ro Y 2do EN DIRECCION Y DEL EDIFICIO DE 17 PISOS
AL TOMAR EN CUENTA EMPOTRAMIENTO EN LA BASE

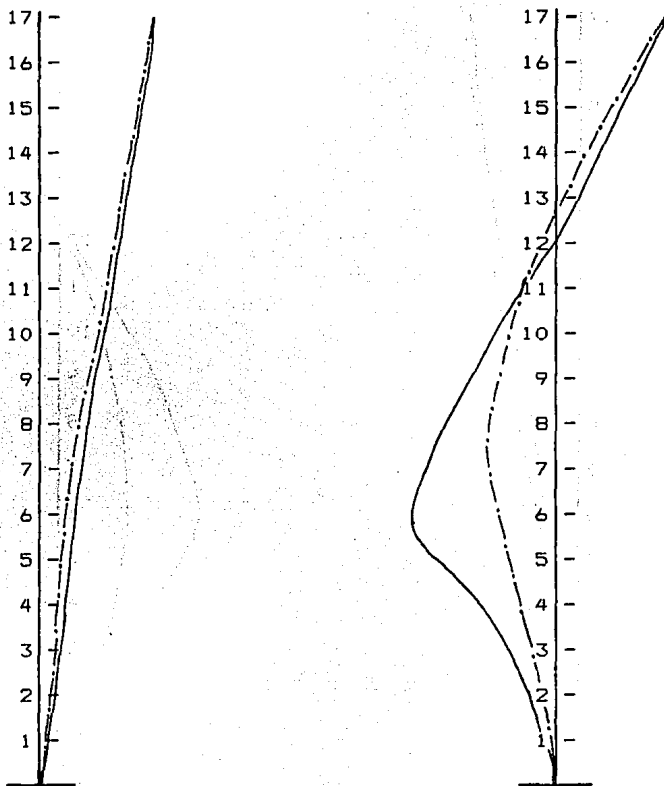
— SUPER E-TABS
- - - PROGRAMA TESCOSE.FOR
FIGURA C.30b



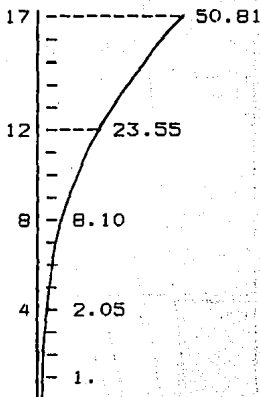
MODOS 1ro Y 2do EN DIRECCION X DEL EDIFICIO DE 17 PISOS
AL TOMAR EN CUENTA EMPOTRAMIENTO EN LA BASE

— SUPER E-TABS
- - - PROGRAMA TESCOSE.FOR

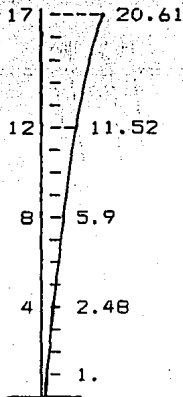
FIGURA C.30c



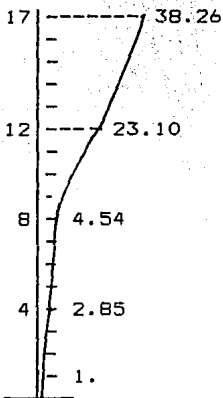
AMPLIFICACIÓN DE LA VARIANZA DE LA ACELERACIÓN
 EN EL EDIFICIO DE 17 PISOS
 SISMO EN DIRECCION Y
 FIGURA C.31



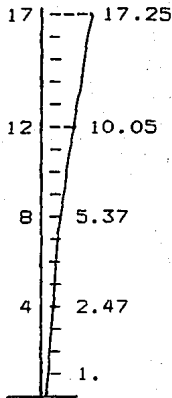
DIRECCION X (EMPOTRADO)



DIRECCION X CON I.S.E

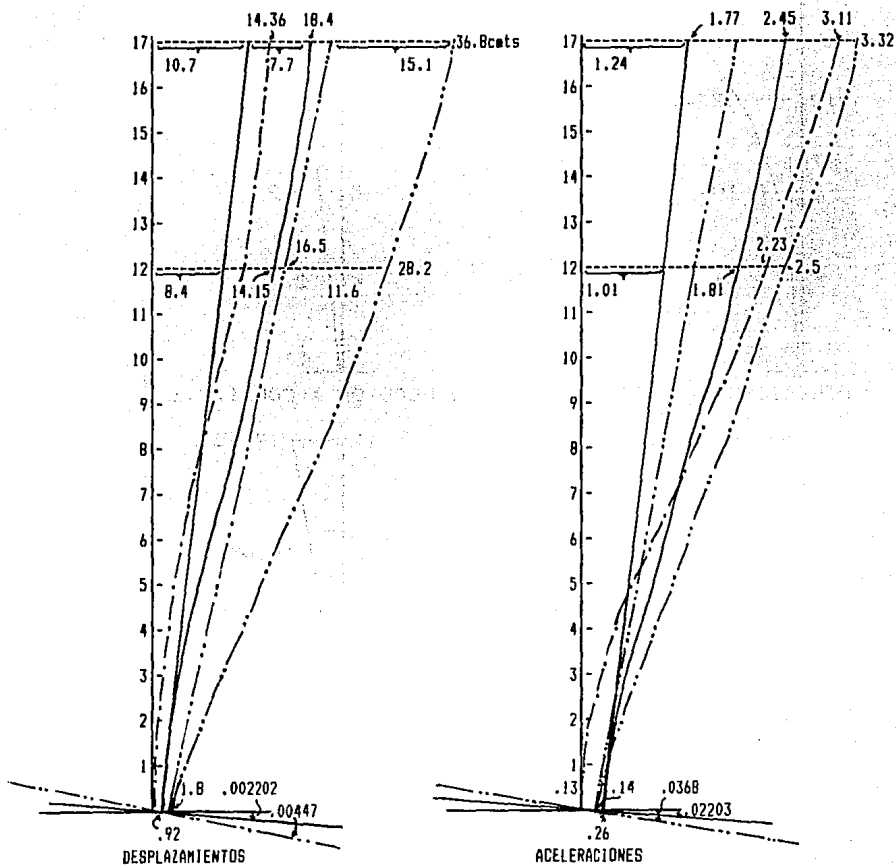


DIRECCION Y (EMPOTRADO)



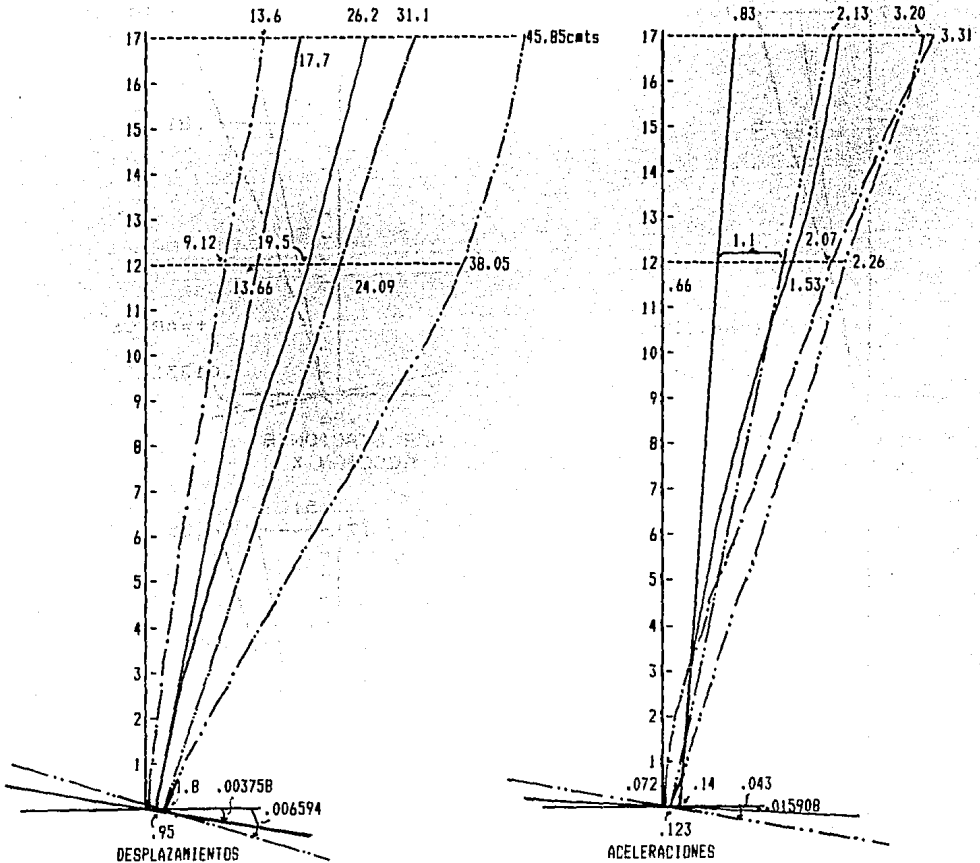
DIRECCION Y CON I.S.E

DESPLAZAMIENTOS Y ACELERACIONES MÁXIMAS EN EL EDIFICIO
 DE 17 PISOS EN UN INSTANTE DE TIEMPO EN DIRECCIÓN X
 BAJO SISMO TRASLACIONAL EN DIRECCIÓN X
 FIGURA C.32



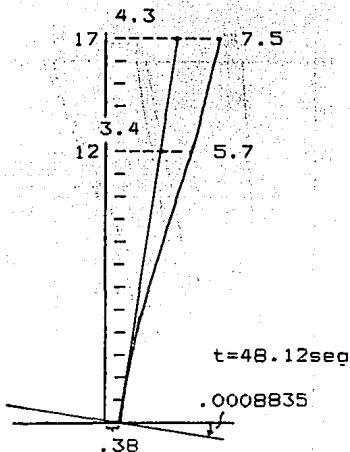
- — — EDIFICIO EMPOTRADO EN LA BASE, DT=0.3
- — — EDIFICIO CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA, DT=0.3
- · — · — EDIFICIO CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA, DT=0.053

DESPLAZAMIENTOS Y ACELERACIONES MÁXIMAS EN EL EDIFICIO
 DE 17 PISOS EN UN INSTANTE DE TIEMPO EN DIRECCIÓN Y
 BAJO SISMO TRASLACIONAL EN DIRECCIÓN Y
 FIGURA C.33

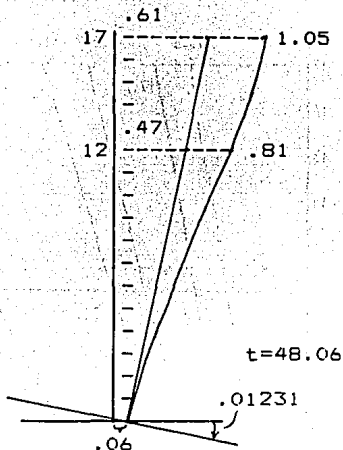


- — — EDIFICIO EMPOTRADO EN LA BASE, DT=0.3
- — — EDIFICIO CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA, DT=0.3
- · - · - EDIFICIO CON INTERACCION SUELO ESTRUCTURA, DT=0.53

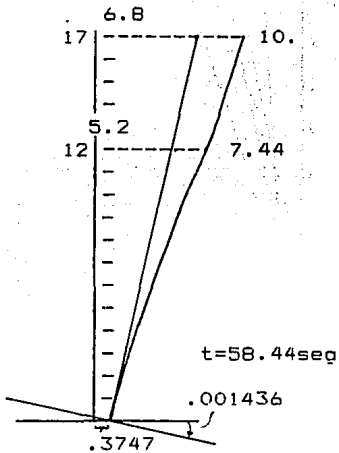
DESPLAZAMIENTOS Y ACELERACIONES MÁXIMAS EN EL EDIFICIO DE 17 PISOS CON EXITACIÓN ROTACIONAL EN LA BASE EN UN INSTANTES DE TIEMPO (cmts-seg)
 FIGURA C.34



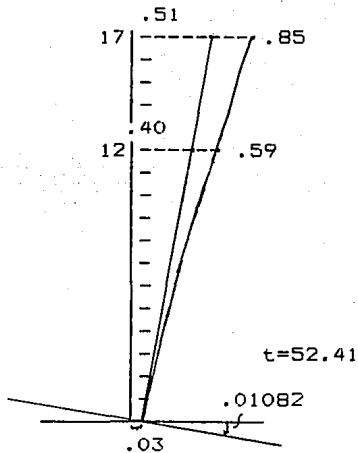
DESPLAZAMIENTOS
 COMPONENTE SISMICA ROTACIONAL EN DIRECCION X



ACELERACIONES

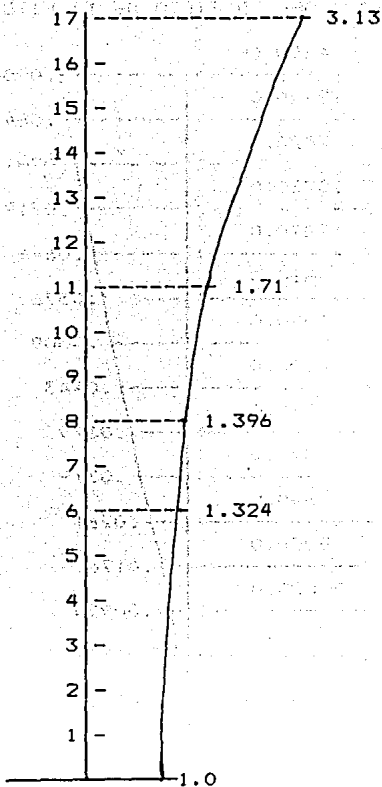


DESPLAZAMIENTOS
 COMPONENTE SISMICA ROTACIONAL EN DIRECCION Y

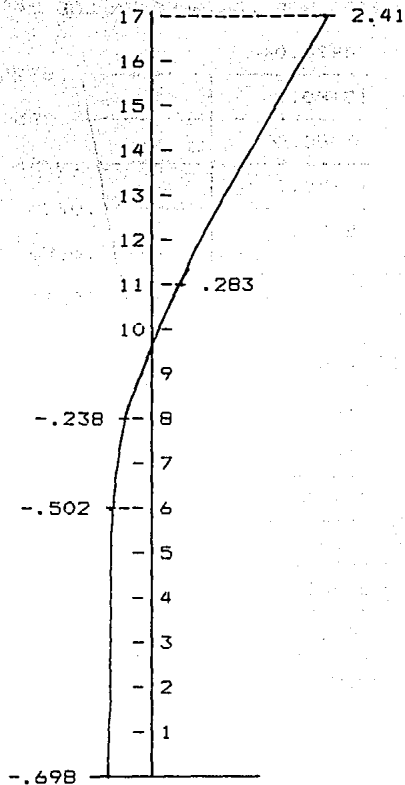


ACELERACIONES

VARIANZA DE LA ACELERACION TORSIONAL Y ACELERACIONES TORSIONALES MÁXIMAS, EN UN INSTANTE DE TIEMPO, EN EL EDIFICIO DE 17 PISO CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURAS
 FIGURA C.35



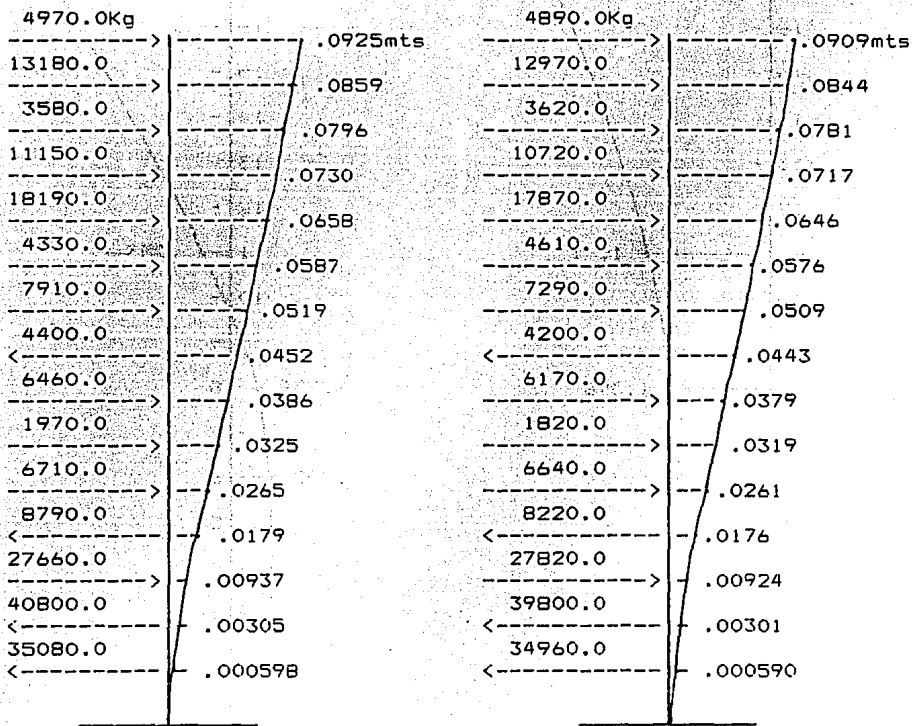
VARIANZA DE LAS ACELERACIONES



ACELERACIONES MAXIMAS

INFLUENCIA DE LAS COMPONENTES SÍSMICAS. EN LAS FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS A LA BASE. DE LOS MARCOS PLANOS DEL EDIFICIO DE 17 PISOS, EN UN INSTANTE DE TIEMPO.

FIGURA C.36
FUERZAS HORIZONTALES EN LOS MARCOS TIPO 4 DEL EDIFICIO DE 17 PISOS(Kg)



t=49.05sq
5 COMPONENTES SISMICAS MAS
TORSION: MARCO TIPO A (15.75 mts)
I.S.E

t=49.05sq
5 COMPONENTES SISMICAS MAS
TORSION: MARCO TIPO A (11.25 mts)
I.S.E

INFLUENCIA DE LAS COMPONENTES SÍSMICAS, EN LAS FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS A LA BASE, DE LOS MARCOS PLANOS DEL EDIFICIO DE 17 PISOS EN UN INSTANTE DE TIEMPO

FIGURA C.37
FUERZAS HORIZONTALES EN LOS MARCOS TIPO 4 DEL EDIFICIO DE 17 PISOS (Kg)

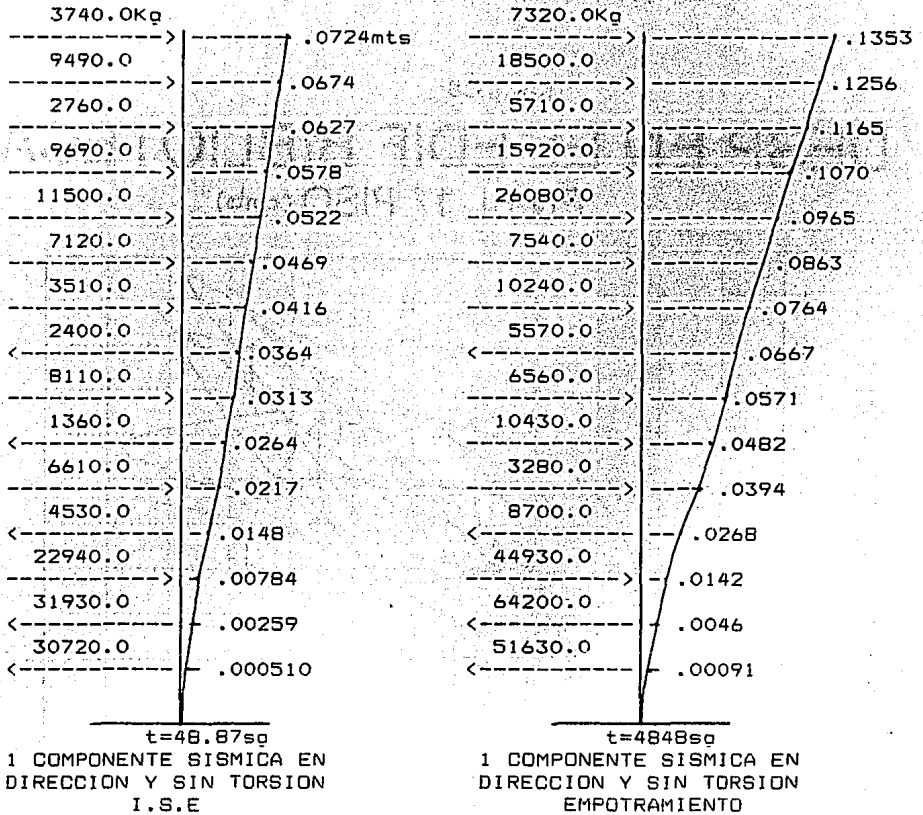
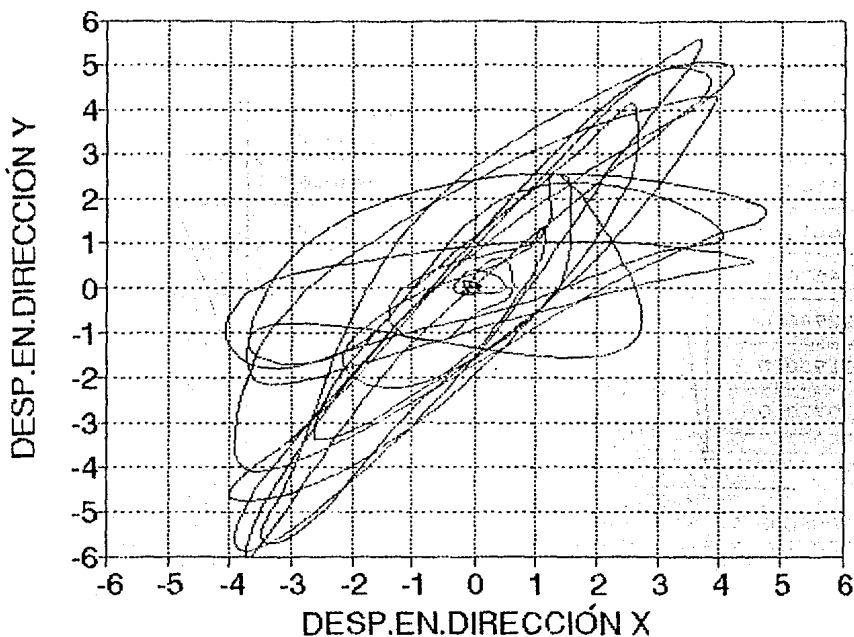


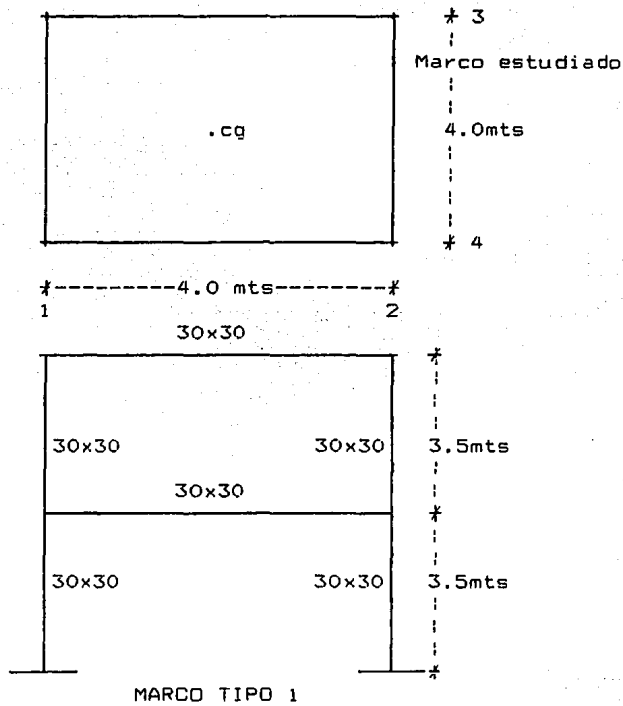
Fig. C-38

DESP. EN EL EDIF BIBLIOTECA EN EL 17 PISO (cmts)

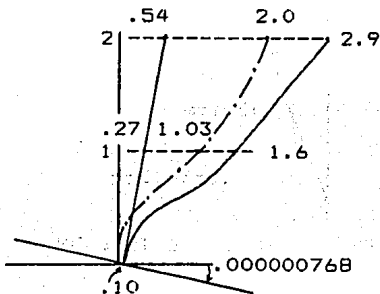


EDIFICIO DE 2 PISOS :

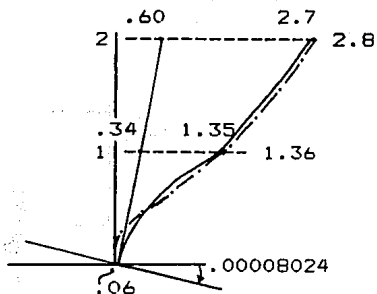
PLANTA Y MARCOS DEL EDIFICIO DE 2 PISOS
 TODOS LOS MARCOS DEL EDIFICIO SON TIPO 1
 FIGURA C.39



DESPLAZAMIENTOS Y ACELERACIONES MÁXIMAS EN EL EDIFICIO DE 2 PISOS . EN UN INSTANTE DE TIEMPO EN DIRECCIÓN Y BAJO SISMO TRASLACIONAL EN DIRECCIÓN Y FIGURA C.40

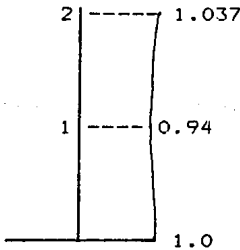


DESPLAZAMIENTOS (cmts*1000) MÁXIMOS EN AZOTEA

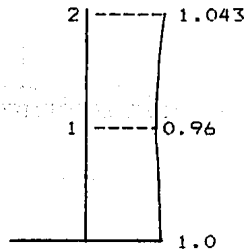


ACELERACIONES (cmts/seg^2*10) MÁXIMAS EN AZOTEA

AMPLIFICACION DE LA VARIANZA DE LA ACELERACION EN EL EDIFICIO DE 2 PISOS SISMO EN DIRECCION Y FIGURA C.41

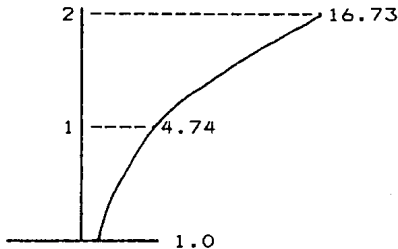


INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

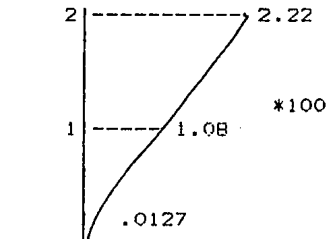


EMPOTRADO

VARIANZA DE LA ACELERACION TORSIONAL Y ACELERACIONES TORSIONALES MÁXIMAS. EN UN INSTANTE DE TIEMPO. EN EL EDIFICIO DE 2 PISOS FIGURA C.42



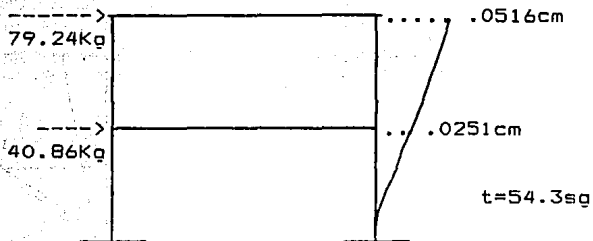
VARIANZA I.S.E



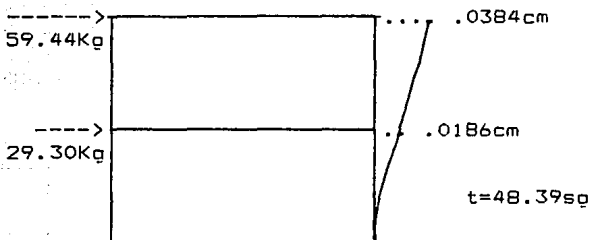
ACELERACION MAXIMA EN AZOTEA I.S.E

SE PROPUSO UN PORTICO DISTINTO A LOS OTROS 3

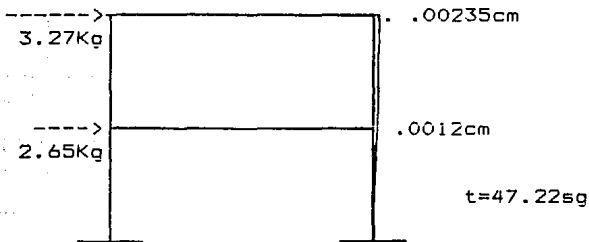
FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS EN EL EDIFICIO DE 2 PISOS
 AL TOMAR LA DIRECCION "Y" ASIMETRICA, EN UN INSTANTE DE TIEMPO
 FIGURA C.43



EDIFICIO SOMETIDO A 5 COMPONENTES SISMICAS MAS TORSION

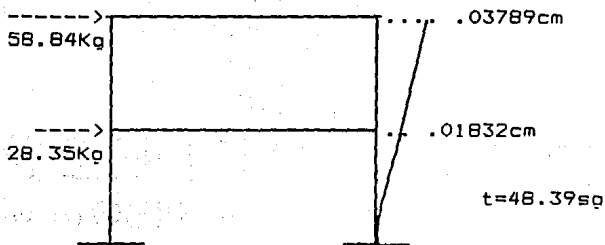


EDIFICIO SOMETIDO A 5 COMPONENTES SISMICAS SIN TORSION

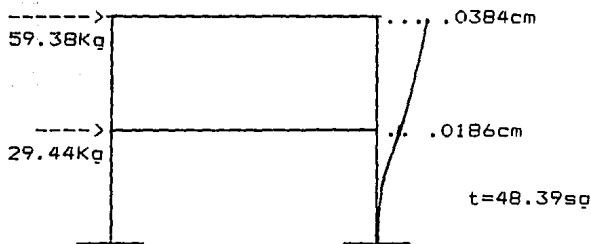


EDIFICIO SOMETIDO A SISMO EN DIRECCION Y, SIN TORSION

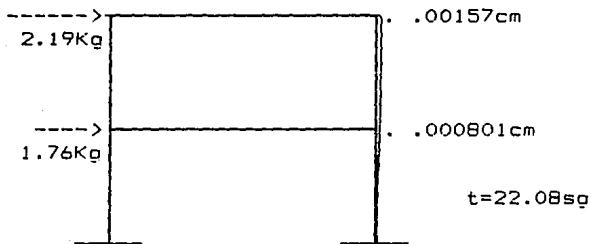
FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS EN EL EDIFICIO DE 2 PISOS
 AL TOMAR EL EDIFICIO SIMETRICO. EN UN INSTANTE DE TIEMPO
 FIGURA C.44



EDIFICIO SOMETIDO A 5 COMPONENTES SISMICAS MAS TORSION



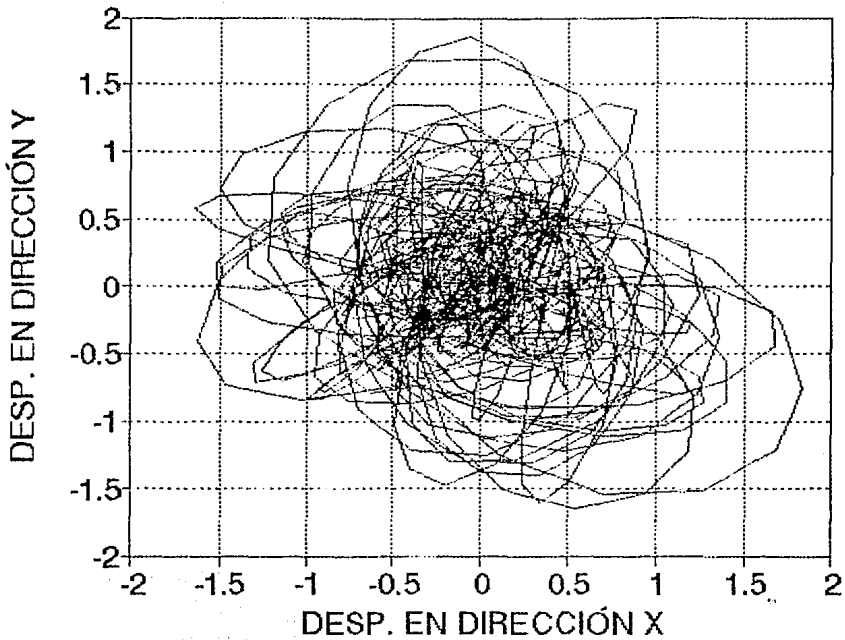
EDIFICIO SOMETIDO A 5 COMPONENTES SISMICAS SIN TORSION



EDIFICIO SOMETIDO A SISMO EN TORSIONAL

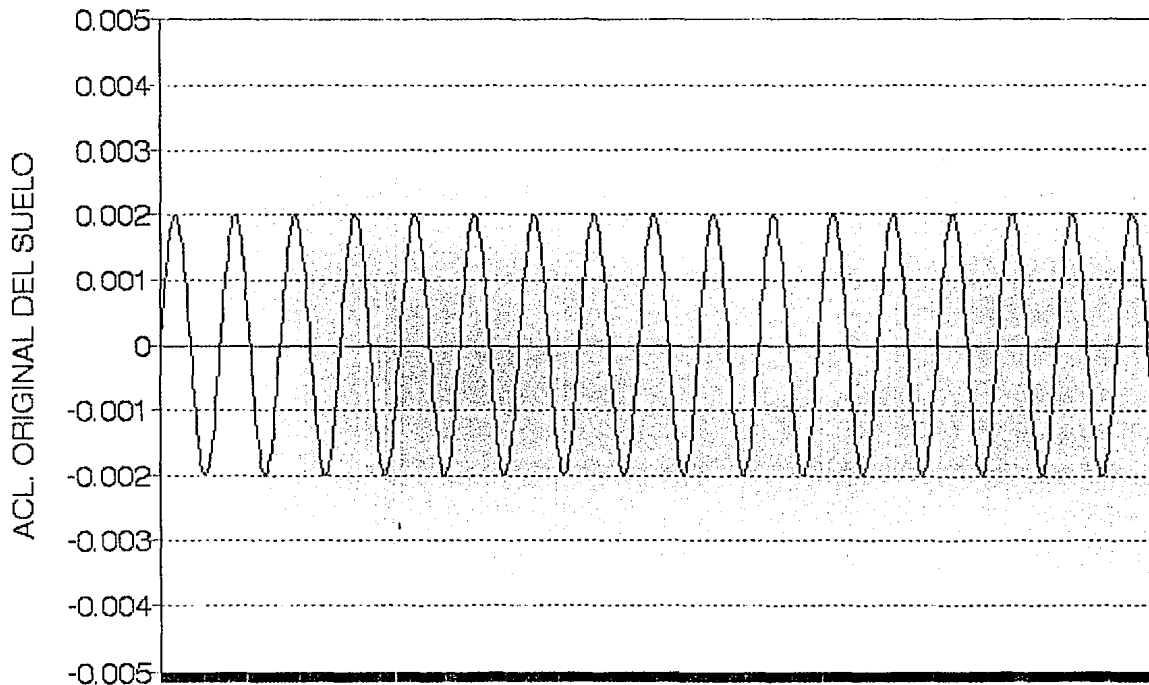
Fig. C-45

DESP. EN EDIF. DE 2 PISOS EN EL 2do PISO (cmts. $\cdot 100^{-1}$)



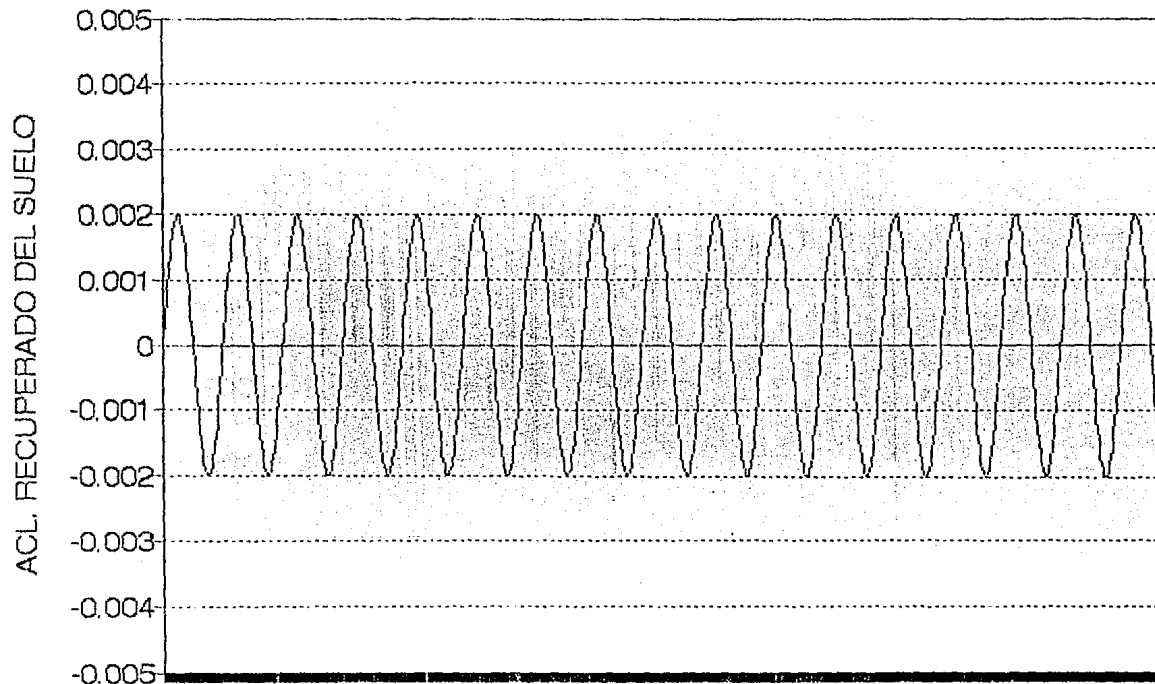
RECUPERACIÓN DEL ACELEROGRAMA ROTACIONAL DEL SUELO

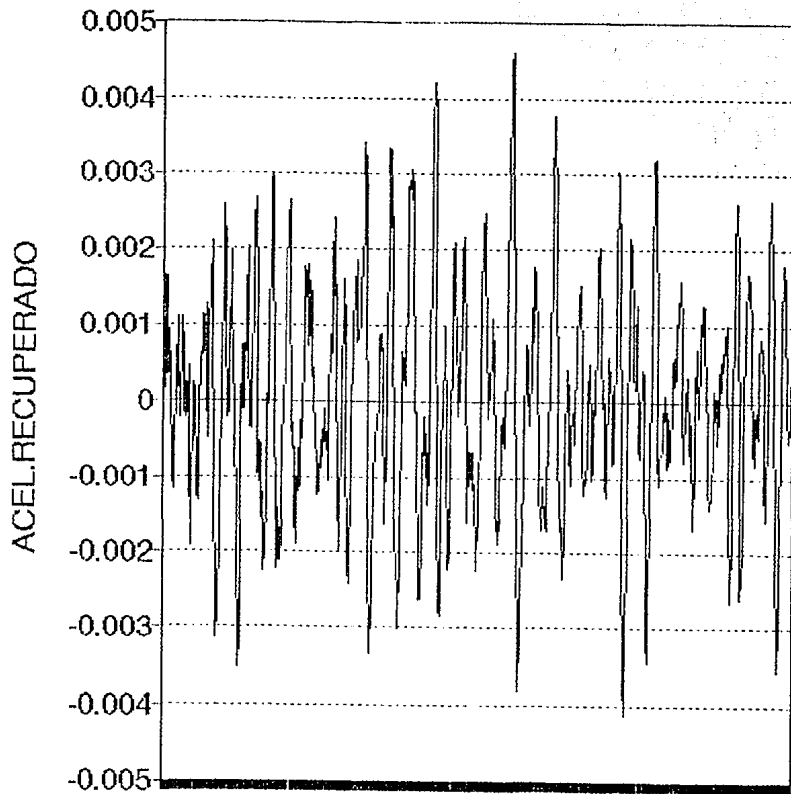
RECUPERACION DE ACEL. ROTAC. DEL SUELO

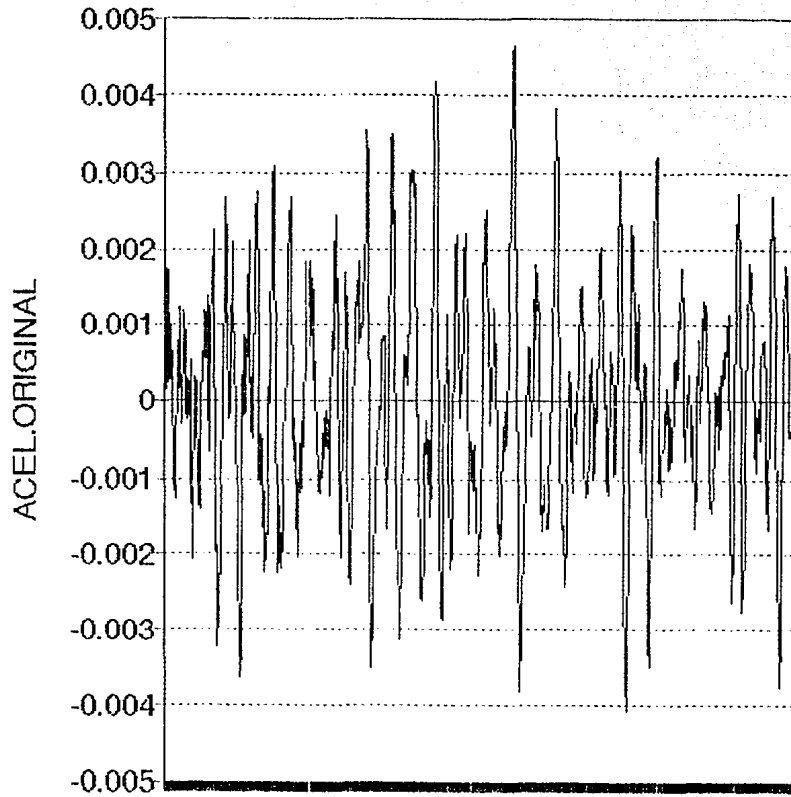


RECUPERACION DE ACEL. ROTAC. DEL SUELO

217







D:
REPRESENTACION DE RESULTADOS EN FORMA DE TABLAS

PERIODOS DE LOS EDIFICIOS TOMANDO EN CUENTA
 1) EL EDIFICIO EMPOTRADO EN SU BASE
 2) INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCURAS

TABLA D1
 EDIFICIO DE 9 PISOS

TIPO	MODDO 1	MODDO 2	MODDO 3	MODDO 4	MODDO 5	MODDO 6	MODDO 7	MODDO 8	MODDO 9
EMPOT.	1.11	0.70	0.64	0.39	0.23	0.21	0.18	0.14	0.11
ISE 1	1.45	1.11	0.98	0.48	0.44	0.39	0.28	0.27	0.21
ISE 2	3.67	2.92	1.84	1.33	1.31	0.59	0.34	0.33	0.24

TABLA D2
 EDIFICIO DE 17 PISOS

TIPO	MODDO 1	MODDO 2	MODDO 3	MODDO 4	MODDO 5	MODDO 6	MODDO 7	MODDO 8	MODDO 9
EMPOT.	1.368	1.322	1.165	.420	.389	.359	.208	.194	.178
ISE 1	2.43	2.16	1.46	0.56	0.51	0.47	0.304	0.297	.244
ISE 2	6.646	5.504	3.337	1.1612	1.1610	.732	.421	.3897	.282

TABLA D2a
 EDIFICIO DE 2 PISOS

TIPO	MODDO 1	MODDO 2	MODDO 3	MODDO 4	MODDO 5	MODDO 6
EMPOT.	.3155	.3155	.1821	.0959	.0959	.0554
ISE 1	.3538	.3538	.1865	.0983	.0983	.0583

VALORES DE LAS CONSTANTES DE LOS RESORTES DEL SUELO (Ton-mts)

EDIFICIO DE 9 PISOS

I.S.E 1:

$K_x=52160.$; $K_y=52160.$; $K_{ox}=6407226.6$; $K_{oy}=16660324.5$; $K_{oz}=10719144.$

I.S.E 2:

$K_x=5216.0$; $K_y=5216.0$; $K_{ox}=640722.66$; $K_{oy}=1666032.45$; $K_{oz}=1071914.4$

EDIFICIO DE 17 PISOS

I.S.E 1:

$K_x=95656.$; $K_y=95656.$; $K_{ox}=7573477.8$; $K_{oy}=12072072.0$; $K_{oz}=7240468.5$

I.S.E 2:

$K_x=9565.6$; $K_y=9565.6$; $K_{ox}=757347.78$; $K_{oy}=1207207.20$; $K_{oz}=724046.85$

EDIFICIO DE 2 PISOS

I.S.E 1:

$K_x=1997.6$; $K_y=1997.6$; $K_{ox}=84218.99$; $K_{oy}=84218.99$; $K_{oz}=95683.28$

AMPLIFICACIÓN DE LA VARIANZA DE LA ACELERACIÓN
CON LA ALTURA DEL EDIFICIO

TABLA D.3
EDIFICIO DE 9 PISOS

CASOS	SISMO EN DIRECCIÓN X			SISMO EN DIRECCIÓN Y		
	PISO 9	PISO 6	PISO 3	PISO 9	PISO 6	PISO 3
EMPOT.	2.61	1.26	0.80	7.41	3.92	1.45
I.S.E 1	14.90	8.23	3.62	14.66	8.29	3.52
ISE1/EM	571.%	653.%	453.%	198.%	212.%	243.%

TABLA D.4
EDIFICIO DE 17 PISOS

CASOS	SISMO EN DIRECCIÓN X				SISMO EN DIRECCIÓN Y			
	PISO 17	PISO 12	PISO 8	PISO 4	PISO 17	PISO 12	PISO 8	PISO 4
EMPOT.	50.81	23.55	8.10	2.01	38.23	23.16	4.54	2.85
I.S.E 1	20.62	11.52	5.88	2.49	17.25	10.05	5.38	2.47
I.S.E *	/	/	/	/	41.83	24.12	12.22	/
ISE1/EM	40.6%	48.9%	72.6%	123.9%	45.1%	43.4%	118.5%	86.7%
ISE*/EM	/	/	/	/	109.4%	104.1%	269.2%	/

TABLA D.5
EDIFICIO DE 2 PISOS

CASOS	SISMO EN DIRECCIÓN X		
	PISO 2	PISO 1	PISO 0
EMPOT.	1.043	0.960	1.00
I.S.E 1	1.037	0.940	1.00
ISE1/EM	99.40%	97.90%	100.%

NOTA: I.S.E * . Significa interacción suelo-estructuras con las constantes del suelo usadas en I.S.E 1, pero cambiando el contenido de frecuencias del sismo empleado en los casos anteriores

DESPLAZAMIENTOS Y ACELERACIONES MAXIMAS EN UN INSTANTE DE TIEMPO
TOMANDO EN CUENTA EXITACION SISMICA TRANSLACIONAL
EN LAS DIRECCIONES X e Y POR SEPARADO

TABLA D.6
DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN EL EDIFICIO DE 9 PISOS

CASOS	SISMO EN DIRECCIÓN X			SISMO EN DIRECCIÓN Y		
	PISO 9	PISO 6	TIEMPO	PISO 9	PISO 6	TIEMPO
EMPOTRADO	2.02cm	1.2cm	47.30sg	4.0cm	2.8cm	47.04sg
I.S.E 1	11.03cm	8.27cm	47.64sg	11.6cm	8.4cm	48.66sg
ISE1/EMPO.	546%	689.2%	/	290%	300%	/

TABLA D.7
DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN EL EDIFICIO DE 17 PISOS

CASOS	SISMO EN DIRECCIÓN X			SISMO EN DIRECCIÓN Y		
	PISO 17	PISO 12	TIEMPO	PISO 17	PISO 12	TIEMPO
EMPOTRADO	14.36cm	10.70cm	48.48sg	13.60cm	9.12cm	47.64sg
I.S.E 1	18.4cm	14.15cm	48.87sg	26.2cm	19.5cm	50.59sg
I.S.E *	36.8cm	28.2cm	76.74sg	45.85cm	38.05cm	86.85sg
ISE1/EMPO.	128.1%	132.2%	/	192.6%	213.8%	/
ISE*/EMPO.	256.3%	263.6%	/	337.1%	417.2%	/

TABLA D.7A
ACELERACIONES MAXIMAS EN EL EDIFICIO DE 17 PISOS (cmts-seg)

CASOS	SISMO EN DIRECCIÓN X			SISMO EN DIRECCIÓN Y		
	PISO 17	PISO 12	TIEMPO	PISO 17	PISO 12	TIEMPO
EMPOTRADO	3.11	2.23	49.17sg	3.31	2.05	46.50sg
I.S.E 1	2.45	1.81	51.00sg	2.13	1.10	47.25sg
I.S.E *	3.32	2.50	76.74sg	3.25	2.26	86.85sg
ISE1/EMPO.	78.80%	81.20%	/	64.40%	53.70%	/
ISE*/EMPO.	106.8%	112.1%	/	96.00%	110.2%	/

TABLA D.8
DESPLAZAMIENTOS Y ACELERACIONES MÁXIMAS EN UN INSTANTE DE TIEMPO
TOMANDO EN CUENTA EXITACION BÍSMICA TRANSLACIONAL EN LAS
DIRECCIONES X e Y POR SEPARADO PARA EDIFICIO DE 2 PISOS
DESP.MAX*100 ; ACEL.MAX*10 ; UNIDADES cmts-seg

CASOS	DESPLAZAMIENTOS		ACELERACIONES	
	SISMO EN DIRECCION X		SISMO EN DIRECCION X	
	PISO 2	PISO 1	PISO 2	PISO 1
EMPOTRADO	2.00	1.03	2.80	1.36
I.S.E 1	2.90	1.60	2.70	1.35
ISE1/EMPO.	145.0%	155.0%	96.40%	99.30%

INFLUENCIA DEL SISMO ROTACIONAL EN LAS ACELERACIONES Y DESPLAZAMIENTOS
MÁXIMOS DEL EDIFICIO DE 9 PISOS TOMANDO EN CUENTA LAS DIRECCIONES
X e Y POR SEPARADO EN UN INSTANTE DE TIEMPO
UNIDADES : cmts-seg
TABLA D9

I.S.E 1		DIRECCION X				DIRECCION Y			
CASO	SISMO	PISO 9		PISO 9		PISO 9		PISO 9	
		DESPLAZ	TIEMPO	ACELERA.	TIEMPO	DESPLAZ	TIEMPO	ACELERA.	TIEMPO
1-EMPO	TRAS	2.02	47.30sg	.887	54.42sg	4.00	47.04sg	1.44	46.52sg
2-ISE1	ROT.	1.40	48.36sg	.600	48.36sg	2.00	46.74sg	.400	46.74sg
3-ISE1	TRAS	11.03	47.64sg	3.163	47.13sg	11.60	48.66sg	2.463	46.65sg
2/1*100		69.30%	/	67.64%	/	50.00%	/	27.78%	/
2/3*100		12.70%	/	18.97%	/	17.20%	/	16.24%	/

TABLA D9.A

I.S.E 2		DIRECCION X				DIRECCION Y			
CASO	SISMO	PISO 9		PISO 9		PISO 9		PISO 9	
		DESPLAZ	TIEMPO	ACELERA.	TIEMPO	DESPLAZ	TIEMPO	ACELERA.	TIEMPO
1-EMPO	TRAS	2.02	47.30sg	.887	54.42sg	4.00	47.04sg	1.44	46.52sg
2-ISE2	ROT.	3.90	55.35sg	.365	55.26sg	4.90	49.86sg	.330	49.98sg
3-ISE2	TRAS	32.50	55.26sg	1.67	48.27sg	22.40	47.94sg	1.67	47.80sg
2/1*100		193.1%	/	41.15%	/	122.5%	/	22.92%	/
2/3*100		12.00%	/	21.85%	/	21.87%	/	19.53%	/

INFLUENCIA DEL SISMO ROTACIONAL EN LAS ACELERACIONES Y DESPLAZAMIENTOS
MÁXIMOS DEL EDIFICIO DE 17 PISOS AL TOMAR EN CUENTA LAS DIRECCIONES
X e Y POR SEPARADO, EN UN INSTANTE DE TIEMPO
UNIDADES : cmts-seg
TABLA D10

I.B.E.I		DIRECCION X				DIRECCION Y			
CASO	SISMO	PISO 9 DESPLAZ	TIEMPO	PISO 9 ACELERA.	TIEMPO	PISO 9 DESPLAZ	TIEMPO	PISO 9 ACELERA.	TIEMPO
1-EMPO	TRAS	13.57	47.73sq	3.31	50.94sq	13.6	47.40sq	3.31	49.80sq
2-ISEI	ROD.	7.50	48.12sq	1.05	48.06sq	10.0	58.44sq	0.85	52.41sq
3-ISEI	TRAS	18.40	48.87sq	2.45	51.00sq	26.20	50.49sq	2.13	47.25sq
2/14100		55.26%	/	31.72%	/	73.53%	/	25.68%	/
2/34100		40.76%	/	42.85%	/	38.16%	/	39.91%	/

INFLUENCIA DE LAS COMPONENTES DE LOS SISMO EN LOS DESPLAZAMIENTOS
Y FUERZAS MÁXIMAS DE LOS 3 EDIFICIOS, EN UN INSTANTE DE TIEMPO

TABLA D11
DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS RELATIVOS ENTRE LOS NIVELES SUPERIOR E
INFERIOR DEL PÓRICO A DEL EDIFICIO DE 9 PISOS

CASOS		DIRECCION X DESPLAZAMIENTO PISO 9	%	TIEMPO
EMPOTRADO		2.02 cmts	100	47.30sq
I	1 COMP EN DIR X	4.82 cmts	238.6	47.64sq
S	5 COMP. SIN TORS	4.42 cmts	218.8	47.64sq
E	5 COMP. MAS TORS	6.94 cmts	343.6	48.12sq

TABLA D12
DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS RELATIVOS ENTRE LOS NIVELES SUPERIOR E
INFERIOR DEL PÓRICO TIPO 2 DEL EDIFICIO DE 17 PISOS

CASOS		DIRECCION Y DESPLAZAMIENTO PISO 17	%	TIEMPO
EMPOTRADO		13.6 cmts	100	47.40sq
I	1 COMP EN DIR X	7.70 cmts	56.61	48.87sq
S	5 COMP. SIN TORS	9.34 cmts	68.68	48.74sq
E	5 COMP. MAS TORS	11.2 cmts	82.35	49.05sq

INFLUENCIA DE LAS COMPONENTES SÍMICAS EN LAS FUERZAS DE LOS MARCOS
 PLANOS DEL EDIFICIO DE 9 PISOS EN UN INSTANTE DE TIEMPO

TABLA D13
 FUERZAS HORIZONTALES EN EL MARCO A DEL EDIFICIO DE 9 PISOS (Kg)

PISO	INTERACCION SUELO-ESTRUCTRAS			EMPOTRAMIENTO
	5 COMP.MAS TORS t=48.12	5 COMP.SIN TORS t=47.64	1 COMP.DIR X t=47.64	1 COMP.DIR X t=47.30
9	18400.0	15980.0	17230.0	7190.0
8	1410.0	-1930.0	-1620.0	-699.3
7	3810.0	398.0	-252.0	85.4
6	7510.0	1890.0	2700.0	834.4
5	4680.0	5470.0	5110.0	2312.7
4	1630.0	-704.0	15.9	336.8
3	3790.0	9510.0	10310.0	3591.9
2	-5090.0	-5720.0	-6430.0	-2144.0
1	4490.0	-5340.0	-4990.0	-2364.0
V BASAL	40430.0	19554.0	22073.9	9143.9
%	442.2	213.8	241.4	100.

TABLA D14
 FUERZAS HORIZONTALES EN EL EDIFICIO DE 9 PISOS
 EN UN INSTANTE DE TIEMPO ; UNIDADES Kg

PISO	INTERACCION SUELO-ESTRUCTURAS		EMPOTRAMIENTO
	5 COMP.SIN TORS t=47.64	1 COMP.DIR X t=47.64	1 COMP.DIR X t=47.30
9	149090.	154430.	61020.
8	154840.	202710.	85760.
7	164650.	129960.	67330.
6	131550.	168150.	53220.
5	147600.	135070.	66200.
4	84700.	119130.	59960.
3	153190.	171400.	50040.
2	72180.	81770.	43300.
1	87600.	125080.	48970.
V BASAL	1145400.Kg	1287700.Kg	535800.Kg
%	213.8	240.3	100.

INFLUENCIA DE LAS COMPONENTES SIMICAS EN LAS FUERZAS DE LOS MARCOS PLANOS DEL EDIFICIO DE 17 PISOS EN UN INSTANTE DE TIEMPO

TABLA D15
FUERZAS HORIZONTALES EN EL MARCO TIPO 2 DEL EDIFICIO DE 17 PISOS (Kg)

INTERACCION SUELO-ESTRUCTRAS				
PISO	S COMP.MAS TORS IZQ. t=49.05	S COMP.MAS TORS DER. t=47.94	S COMP.SIN TOR t=48.99	1 COMP.DIR Y t=
15	-98.9	-12.9	1730.0	-126.0
14	537.	-208.0	-5170.0	703.0
13	-1430.	1010.0	6030.0	-1890.0
12	2260.	-2000.0	-3960.0	3150.0
11	-2110.	2180.0	2310.0	-3510.0
10	1490.	-1880.0	-1470.0	3180.0
9	-1120.	1670.0	845.0	-2640.0
8	1080.	-1550.0	-362.0	2060.0
7	-1050.	1330.0	72.4	-1510.0
6	813.	-905.0	112.0	910.0
5	-302.	306.0	-84.3	-296.0
V BASAL	69.10	-59.90	53.10	31.0
M SUMA	12.40	-11.60	8.94	8.84

INFLUENCIA DE LAS COMPONENTES SÍMICAS EN LAS FUERZAS DE LOS MARCOS PLANOS DEL EDIFICIO DE 17 PISOS EN UN INSTANTE DE TIEMPO

TABLA D16

FUERZAS HORIZONTALES EN LOS MARCOS TIPO 4 DEL EDIFICIO DE 17 PISOS (Kg)

PISO	INTERACCION SUELO-ESTRUCTURAS			EMPOTRAMIENTO
	5 COMP. MAS TORS 15.75mt;t=49.05	5 COMP. MAS TORS 11.25mt;t=49.05	1 COMP. DIR Y t=48.87	1 COMP. DIR X t=48.48
15	4970.0	4890.0	3740.0	7320.0
14	13180.0	12970.0	9490.0	18500.0
13	3580.0	3620.0	2760.0	5710.0
12	11150.0	10720.0	9690.0	15920.0
11	18190.0	17870.0	11500.0	26080.0
10	4330.0	4610.0	7120.0	7540.0
9	7910.0	7290.0	3510.0	10240.0
8	-4400.0	-4200.0	-2400.0	-5570.0
7	6460.0	6170.0	8110.0	6560.0
6	1970.0	1820.0	-1360.0	10430.0
5	6710.0	6640.0	6610.0	3280.0
4	-8790.0	-8220.0	-4530.0	-8700.0
3	27660.0	27820.0	22940.0	44930.0
2	-40800.0	-39800.0	-31930.0	-64200.0
1	-35080.0	-34960.0	-30720.0	-51630.0

V BASAL 17040.0 17240.0 14530.0 26410.0
% 64.5 65.3 55.0 100.0

TABLA D17
FUERZAS HORIZONTALES EN EL EDIFICIO DE 17 PISOS
EN UN INSTANTE DE TIEMPO : UNIDADES Kg

PISO	INTERACCION SUELO-ESTRUCTRAS		EMPOTRAMIENTO
	5 COMP. SIN TORS t=49.05	5 COMP. DIR X t=48.87	1 COMP. DIR X t=48.48
17	8010.0	8070.0	12640.0
16	22190.0	12340.0	33480.0
15	111090.0	87710.0	176150.0
14	133350.0	74980.0	159980.0
13	119090.0	99440.0	208550.0
12	88050.0	126920.0	151630.0
11	111100.0	32480.0	167430.0
10	70080.0	111390.0	102450.0
9	100180.0	57790.0	170870.0
8	44610.0	56320.0	66250.0
7	35650.0	95920.0	47550.0
6	31410.0	-5770.0	180520.0
5	46870.0	49700.0	-27210.0
4	35710.0	45700.0	58870.0
3	-4990.0	4640.0	59620.0
2	10740.0	14250.0	-68430.0
1	5720.0	5480.0	58930.0
V BASAL	968860.	877360.	1559280.
%	62.1	56.3	100.0

TABLA D18
FUERZAS HORIZONTALES EN EL EDIFICIO DE 2 PISOS
EN UN INSTANTE DE TIEMPO ; UNIDADES Kg
TOMANDO LA DIRECCION Y . ASIMETRICA

INTERACCION SUELO-ESTRUCTRAS			
PISO	5 COMP.MAS TORS t=54.30sg	5 COMP.SIN TORS t=48.39sg	1 COMP.DIR Y t=47.22sg
2	79.24	59.44	3.27
1	40.86	29.30	2.65

TABLA D19
FUERZAS HORIZONTALES EN EL EDIFICIO DE 2 PISOS
EN UN INSTANTE DE TIEMPO ; UNIDADES Kg
TOMANDO EL EDIFICIO SIMETRICO

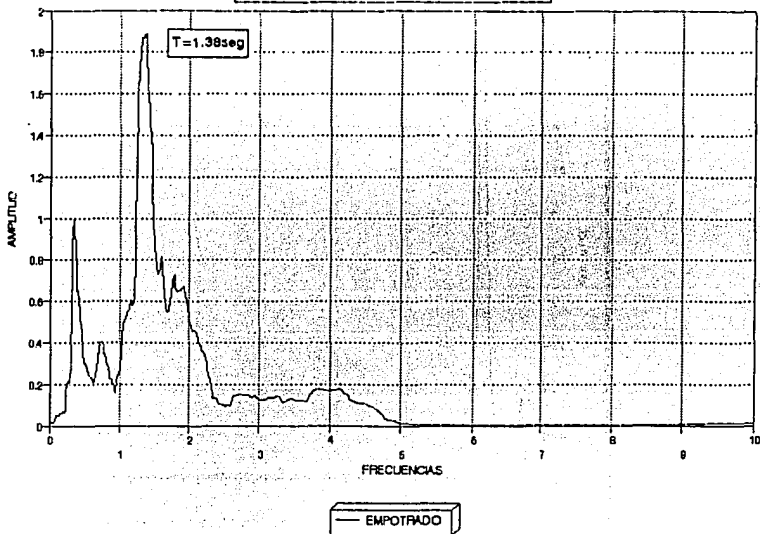
INTERACCION SUELO-ESTRUCTRAS			
PISO	5 COMP.MAS TORS t=48.39sg	5 COMP.SIN TORS t=48.39sg	TORSION PURA t=22.08sg
2	58.84	59.38	2.19
1	28.35	29.44	1.76

COMPROBACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS EDIFICIOS DE 9 Y 17 PISOS		
Edificio	Alto	Observaciones
Edificio A	9 Pisos	Se realizaron mediciones de vibración en los ejes X, Y y Z. Los resultados indican que el edificio cumple con los requisitos de rigidez y resistencia establecidos en el Reglamento de Edificación.
Edificio B	17 Pisos	Se realizaron mediciones de vibración en los ejes X, Y y Z. Los resultados indican que el edificio cumple con los requisitos de rigidez y resistencia establecidos en el Reglamento de Edificación.

E:
COMPROBACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS EDIFICIOS DE 9 Y 17 PISOS

COMPROBACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS EDIFICIOS DE 9 Y 17 PISOS		
Edificio	Alto	Observaciones
Edificio A	9 Pisos	Se realizaron mediciones de vibración en los ejes X, Y y Z. Los resultados indican que el edificio cumple con los requisitos de rigidez y resistencia establecidos en el Reglamento de Edificación.
Edificio B	17 Pisos	Se realizaron mediciones de vibración en los ejes X, Y y Z. Los resultados indican que el edificio cumple con los requisitos de rigidez y resistencia establecidos en el Reglamento de Edificación.

ESPEC.EDIF.DE 9 PISOS,EN EL 9no PISO
SISMO TRASLACIONAL EN DIRECCION X $\sigma=5\%$



ESPEC.EDIF.DE 9 PISOS,EN EL SUELO
SISMO TRASLACIONAL EN DIRECCION X $\sigma=5\%$

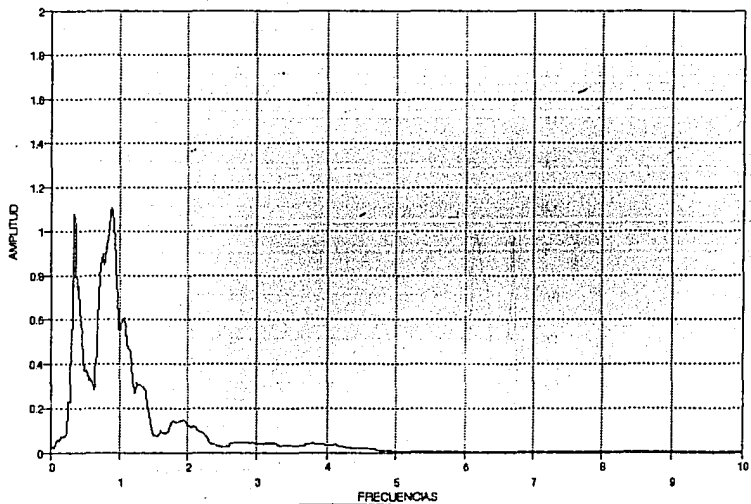
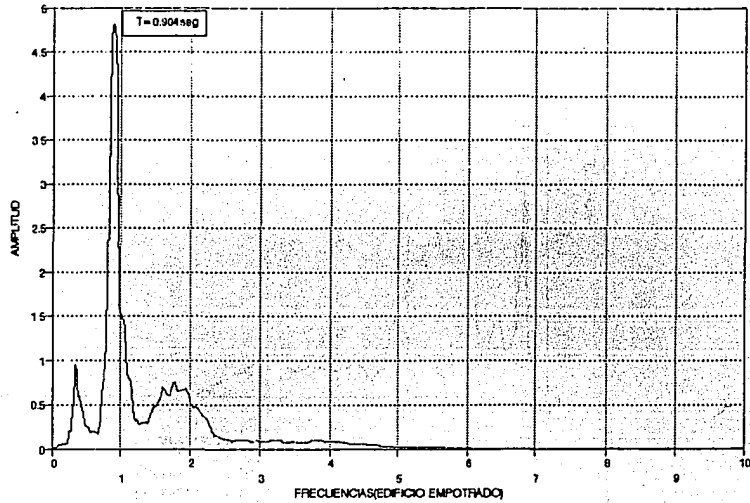


FIGURA E - 1

ESPEC.EDIF.DE 9 PISOS,EN EL PISO 9no
SISMO TRASLACIONAL EN DIRECCION Y $\sigma=5\%$



ESPEC.EDIF.DE 9 PISOS,EN EL SUELO
SISMO TRASLACIONAL EN DIRECCION Y $\sigma=5\%$

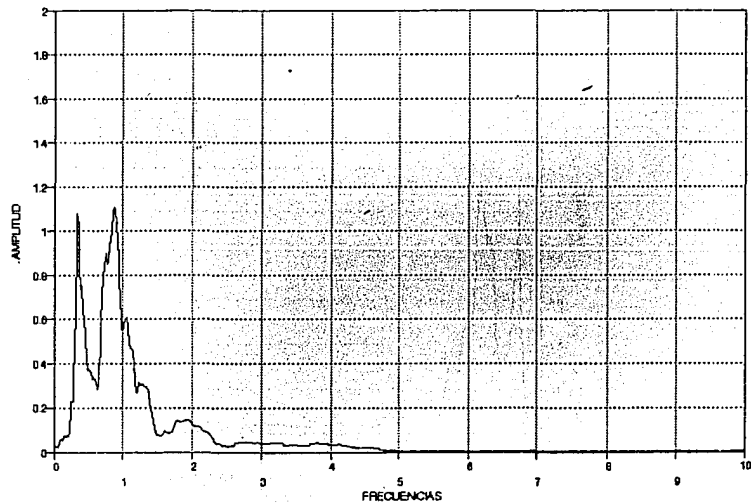
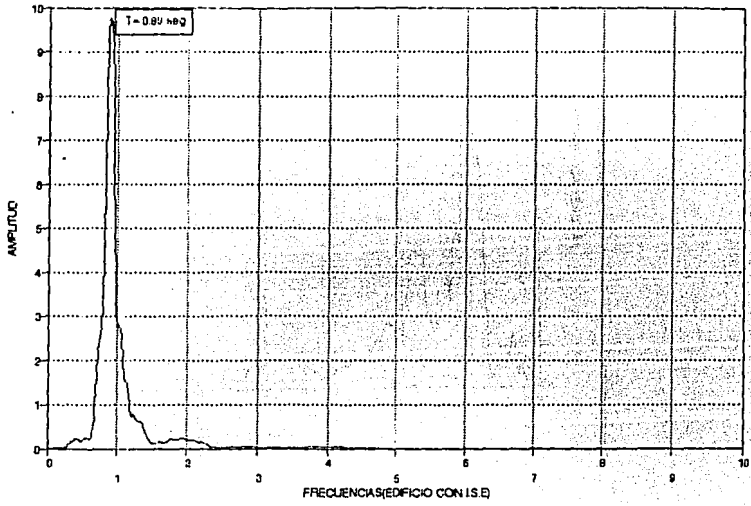


FIGURA E-2

ESPEC.EDIF.DE 9 PISOS,EN EL PISO 0ro
SISMO TRASLACIONAL EN DIRECCION X $\epsilon=5\%$



ESPEC.EDIF.DE 9 PISOS,EN EL SUELO
SISMO TRASLACIONAL EN DIRECCION X $\epsilon=5\%$

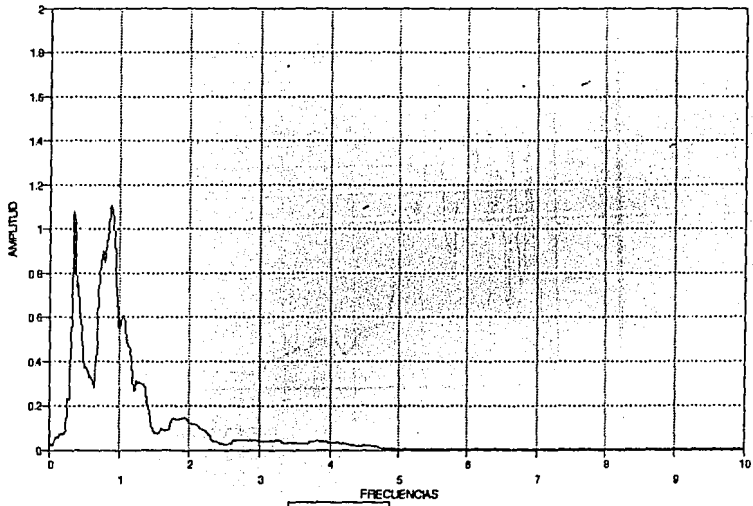
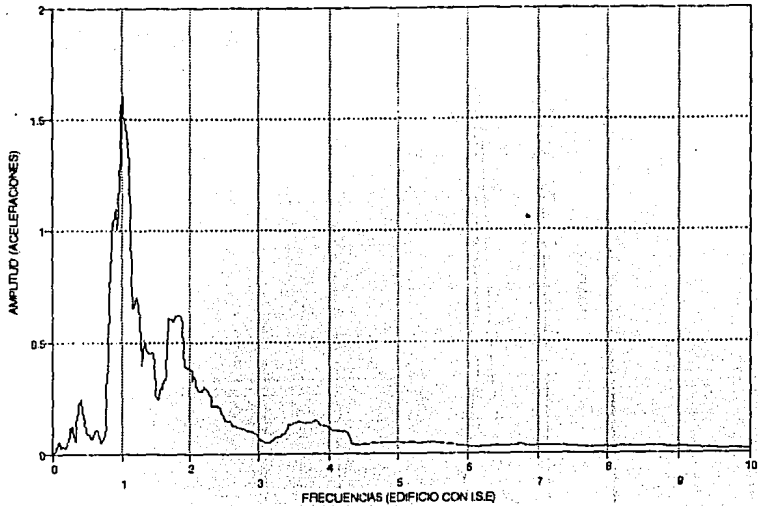


FIGURA E-3

ESPEC. EDIF. DE 9 PISOS, EN EL 9no PISO
SISMO ROTACIONAL EN DIRECCION X $\alpha=5\%$



ESPEC. EDIF. DE 9 PISOS, EN EL SUELO
SISMO ROTACIONAL EN DIRECCION X $\alpha=5\%$

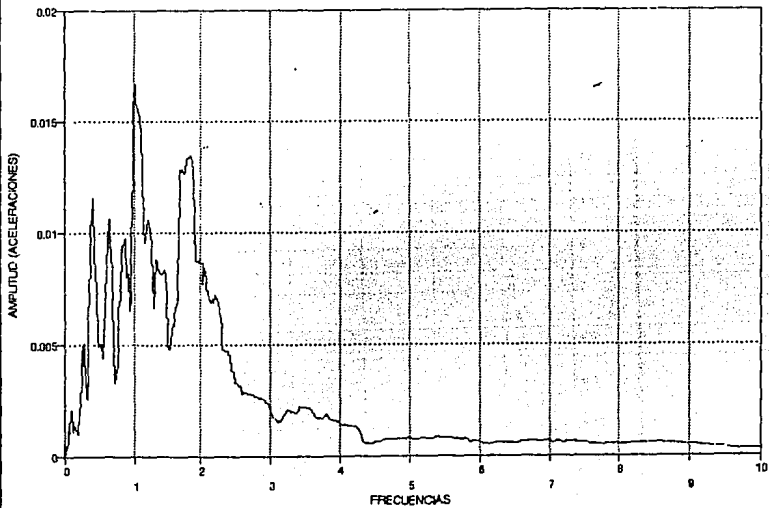
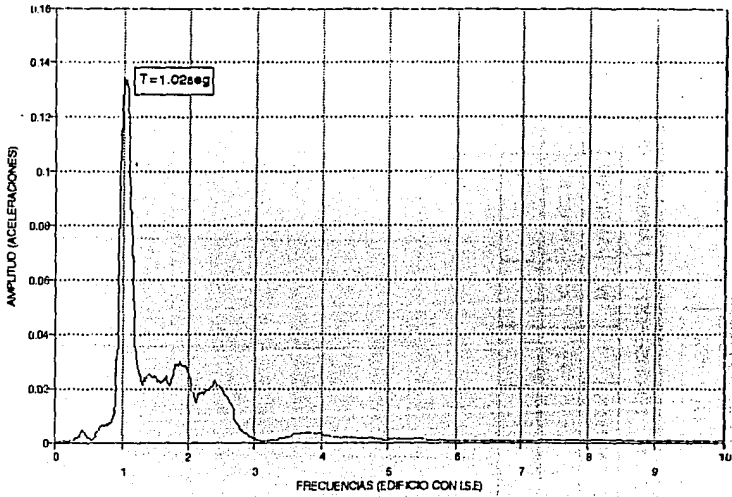


FIGURA E - 4

ESPEC. EDIF. DE 9 PISOS, EN EL 9no PISO
SISMO TORSIONAL EN DIRECCION Z $\sigma = 8\%$



ESPEC. EDIF. DE 9 PISOS, EN EL SUELO
SISMO TORSIONAL EN DIRECCION Z $\sigma = 8\%$

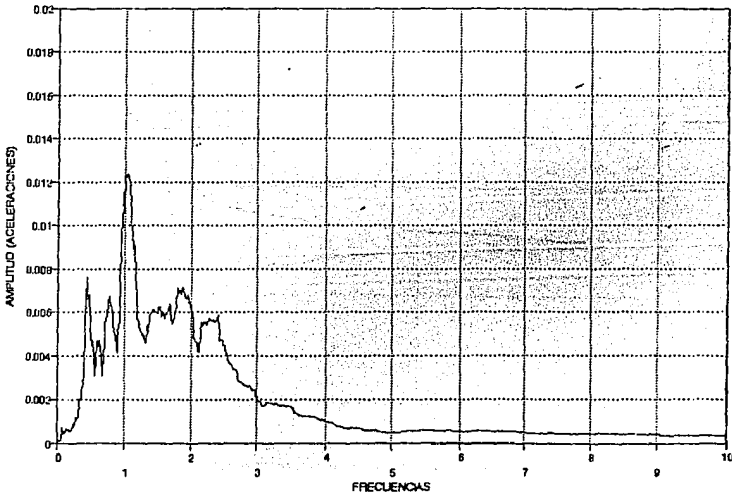


FIGURA E-5
237

FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA ENTRE 9no-SUEL
SISMO TRASLACIONAL EN DIRECCIÓN X e=5%

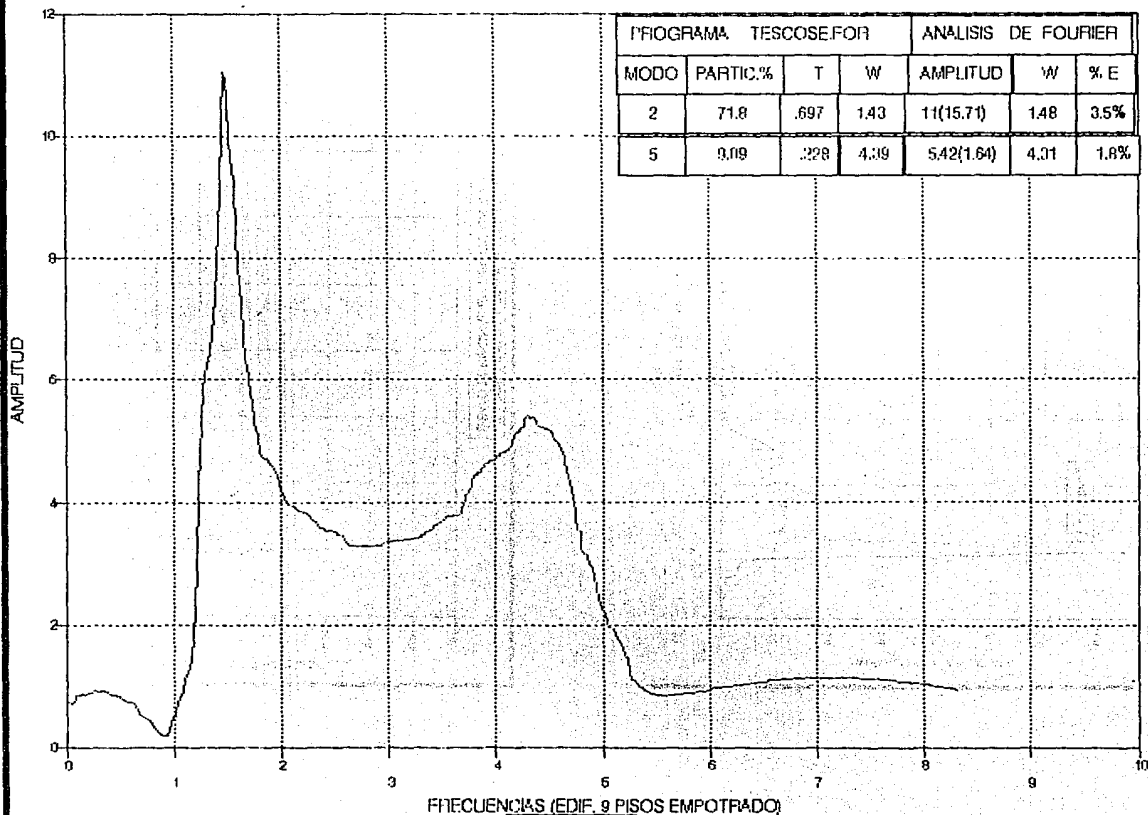
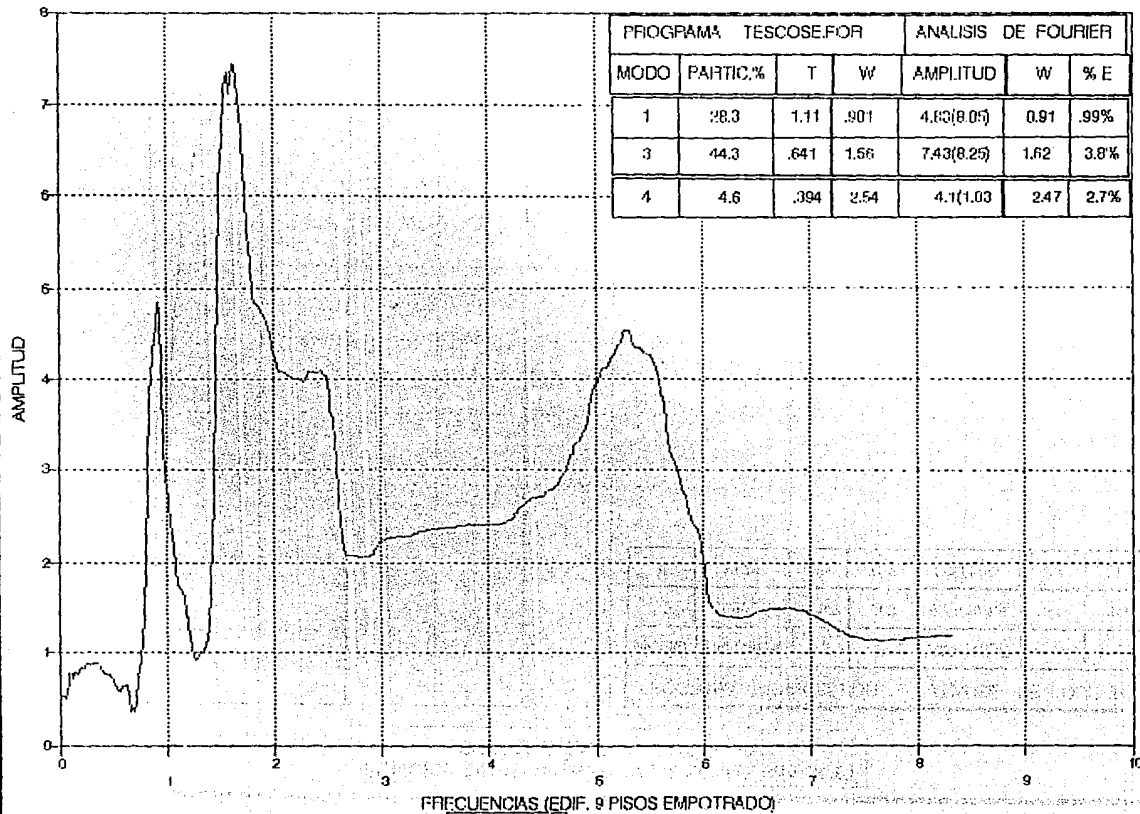


FIGURA E - 6

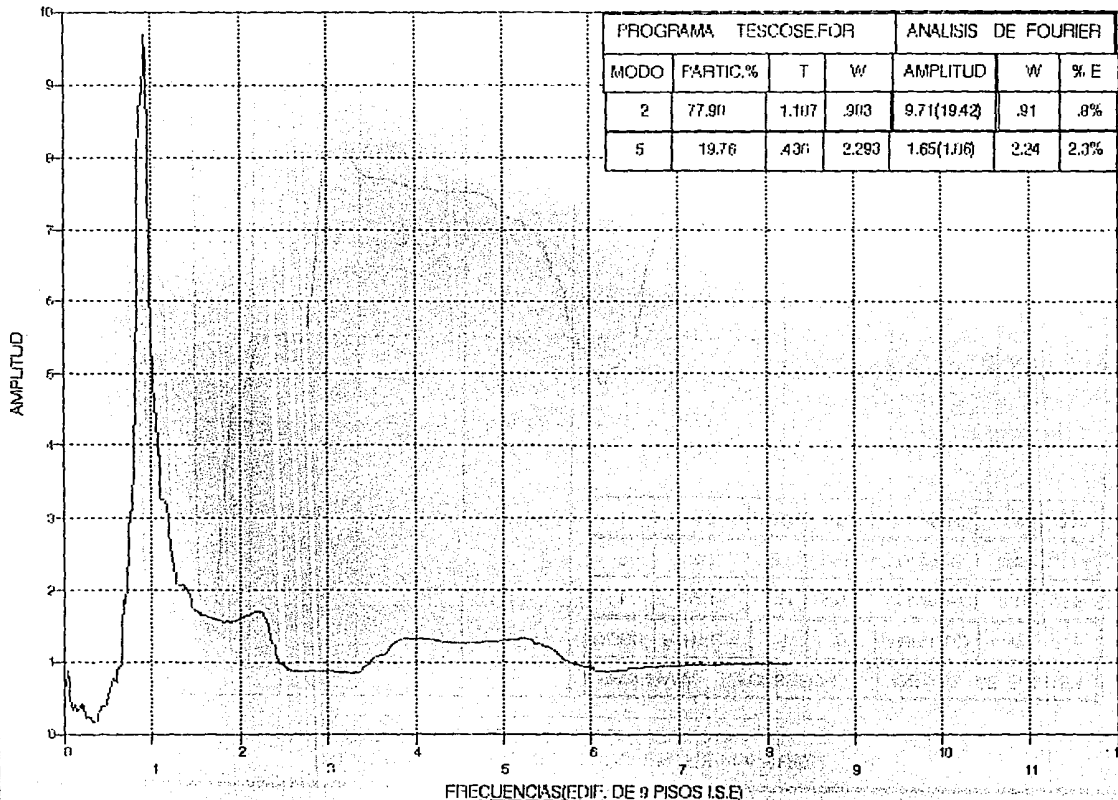
FUNCION DE TRANSFERENCIA ENTRE 9no-SUEL.
SISMO TRASLACIONAL EN DIRECCION Y e=5%



FRECUENCIAS (EDIF. 9 PISOS EMPOTRADO)

FIGURA E-7

FUNCION DE TRANSFERENCIA ENTRE 9no-SUEL
 SIS. TRASL. EN DIR. X I.S.E $e=5\%$

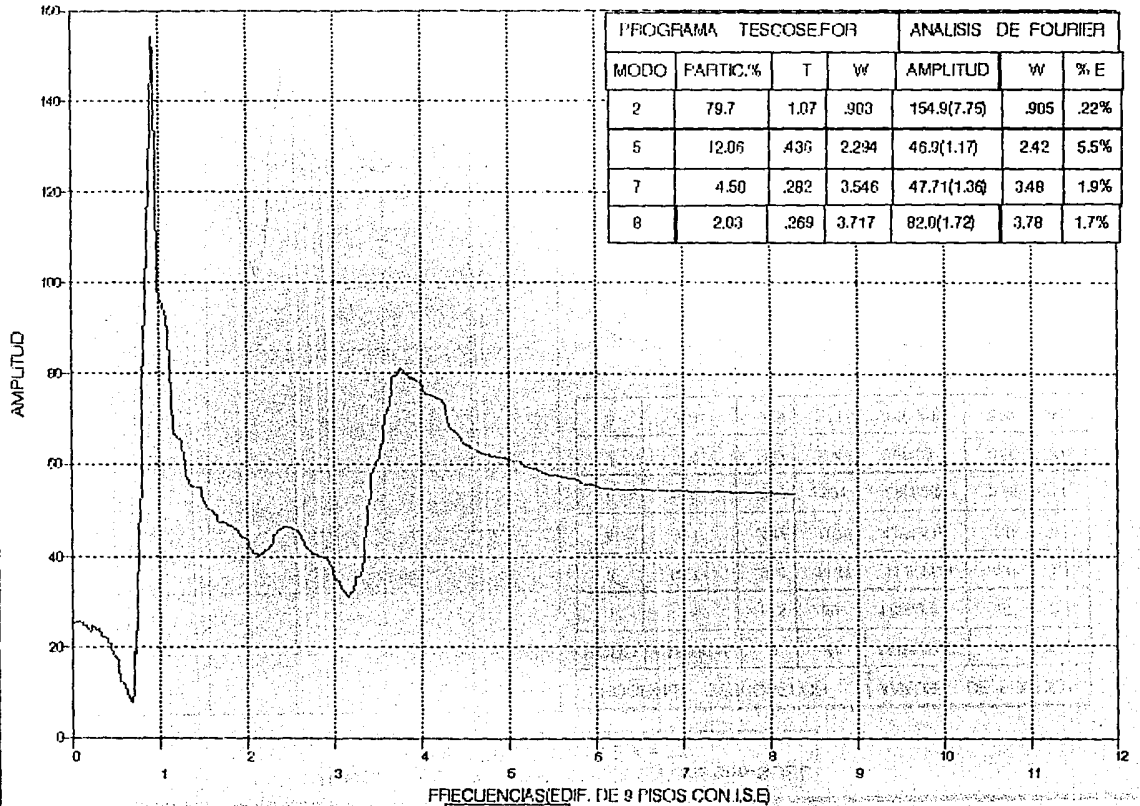


PROGRAMA TESCOSE.FOR				ANALISIS DE FOURIER		
MOD0	PARTIC.%	T	W	AMPLITUD	W	% E
2	77.90	1.107	.903	9.71(19.42)	.91	.8%
5	19.76	.430	2.293	1.65(1.116)	2.24	2.3%

FRECUENCIAS (CICLOS DE 9 PISOS I.S.E)

FIGURA E - 8

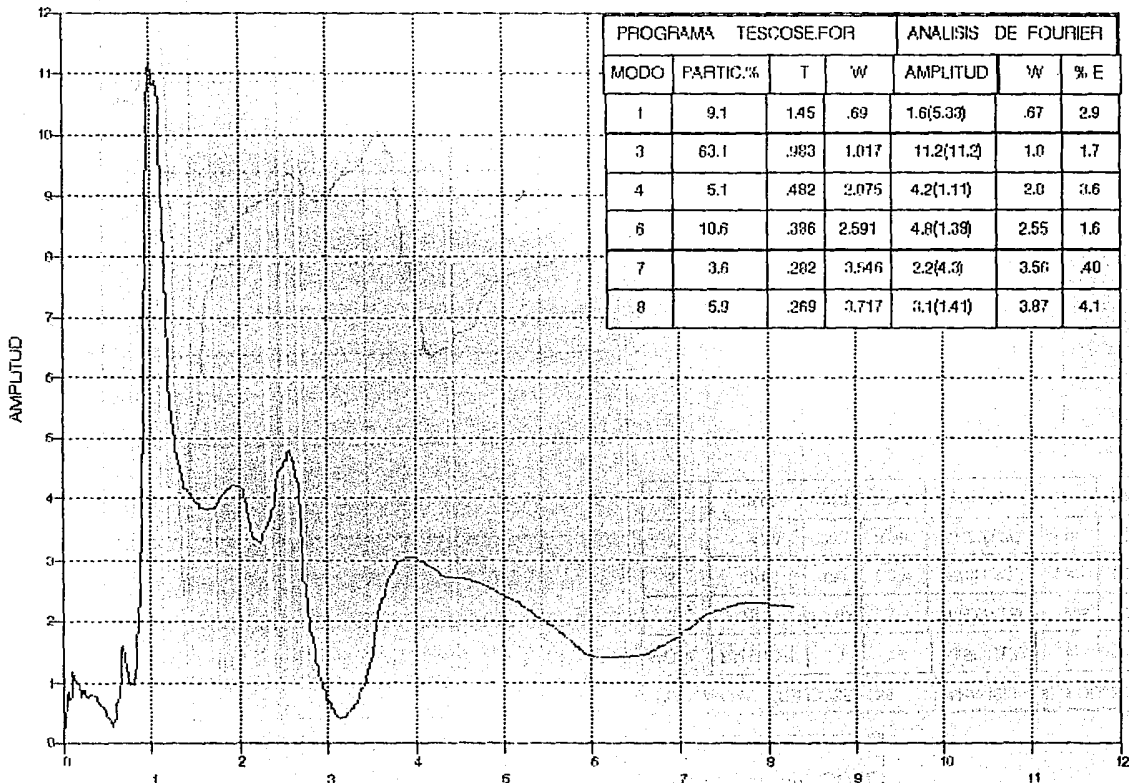
FUNCION DE TRANSFERENCIA ENTRE 9no-SUEL
SIS. ROTC. EN DIR. X I.S.E e= 5%



FRECUENCIA(S) (EDIF. DE 9 PISOS CON I.S.E)

FIGURA E - 9

FUNCION DE TRANSFERENCIA ENTRE 9no-SUEL
 SIS.TORSIONAL I.S.E e=5%



PROGRAMA TESCOSE.FOR				ANALISIS DE FOURIER		
MODO	PARTIC. %	T	W	AMPLITUD	W	% E
1	9.1	1.45	.69	1.6(5.33)	.67	2.9
3	63.1	.983	1.017	11.2(11.2)	1.0	1.7
4	5.1	.482	2.075	4.2(1.11)	2.0	3.6
6	10.6	.386	2.591	4.8(1.39)	2.55	1.6
7	3.6	.282	3.546	2.2(4.3)	3.56	4.0
8	5.9	.269	3.717	3.1(1.41)	3.87	4.1

FRECUENCIAS (EDIF. DE 9 PISOS CON I.S.E)

FIGURA E - III

EDIFICIO DE 9 PISOS ,CARGA CONSTANTE
ACELERACION EN EL 9no PISO DIRECCION X

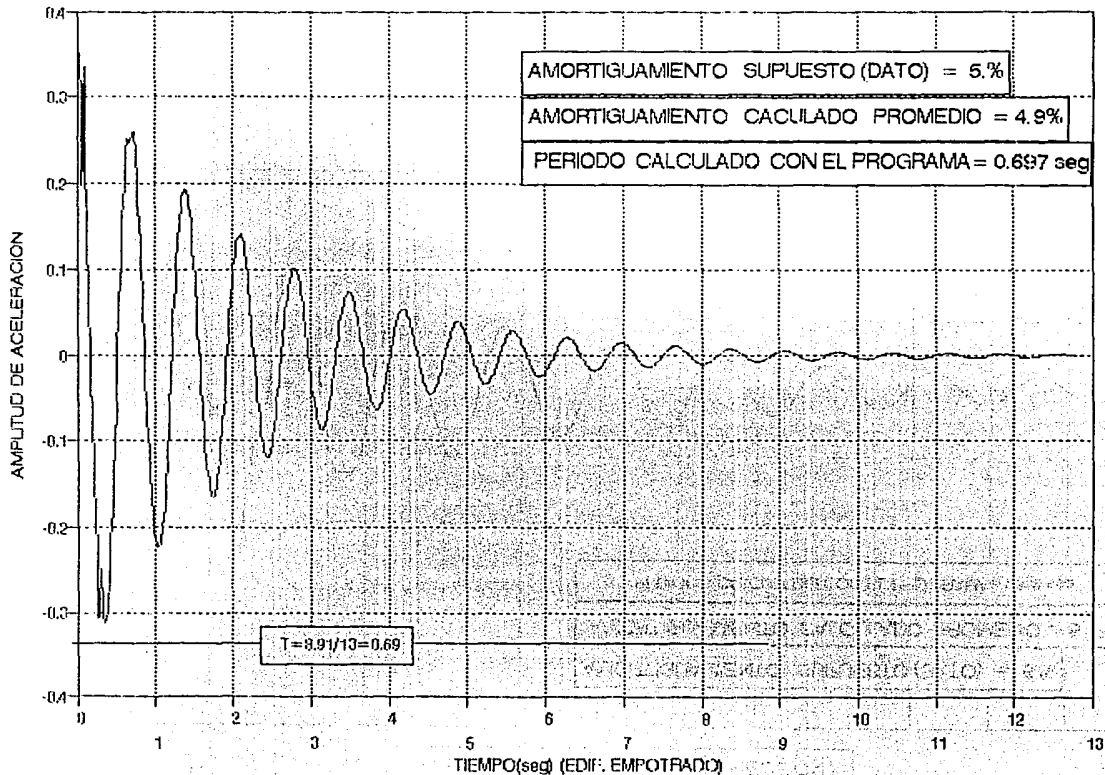


FIGURA E - 11

EDIFICIO DE 17 PISOS, CARGA CONSTANTE
ACELERACION EN EL 17 PISO DIRECCION X

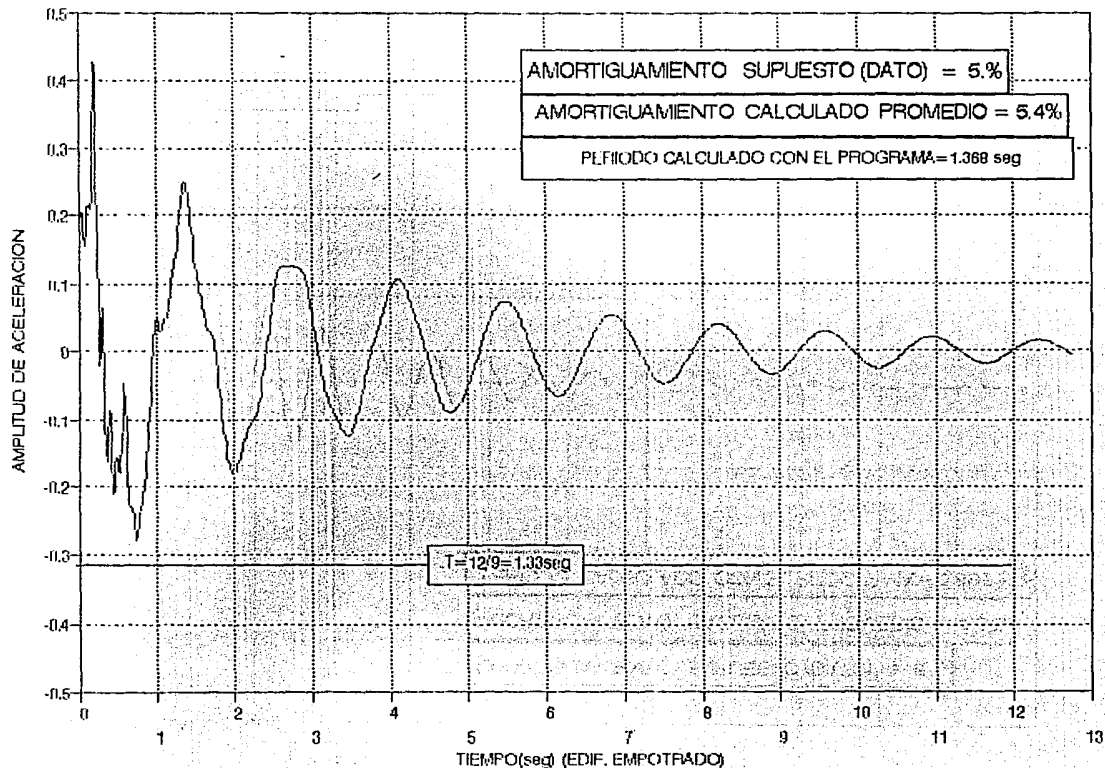


FIGURA E - 12

F:
ALGUNOS EDIFICIOS INSTRUMENTADOS EN EL MUNDO

INSTRUMENTACION SISMICA DEL EDIFICIO PLAZA CORDOBA

INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM

Fecha de instalación, agosto 1989

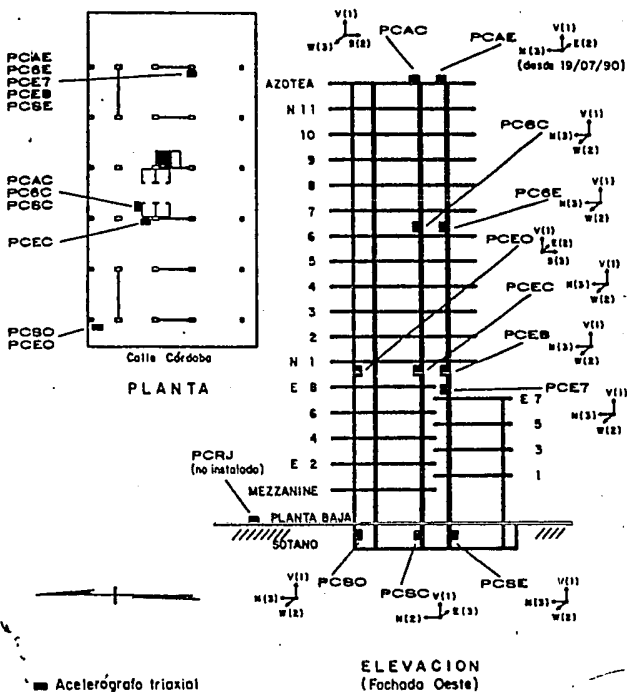


Fig Edificio de 17 niveles en concreto reforzado, construido en la colonia Roma, sobre pilotes de fricción (ref 13).

INSTRUMENTACION SISMICA EN
LA TORRE DE DIRECCION PEMEX
UBICACION DE LOS EQUIPOS

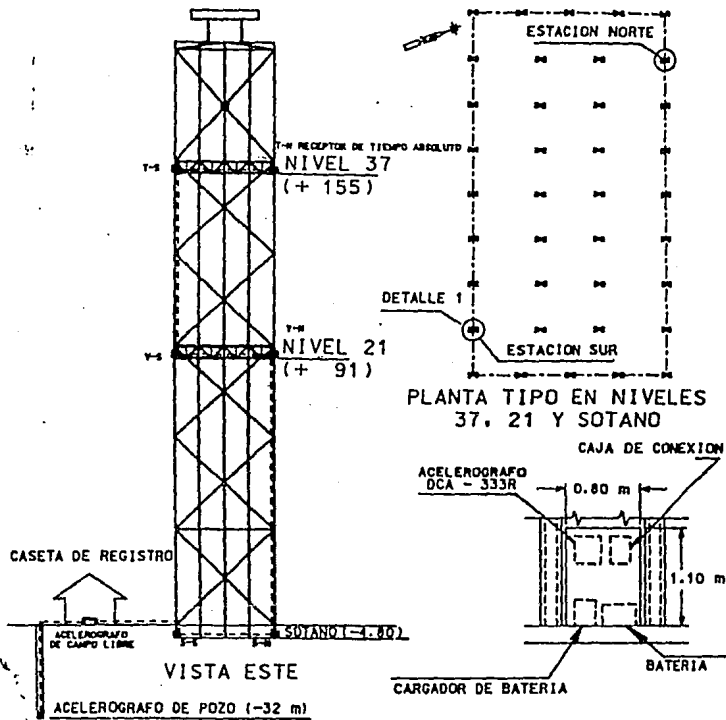


Fig Edificio con estructura de acero, construido en la zona de transición del valle de México (ref 14).

INSTRUMENTACION SISMICA DE LA ESTACION No.15 IMP
 CENAPRED
 Fecha de instalación, marzo 1990

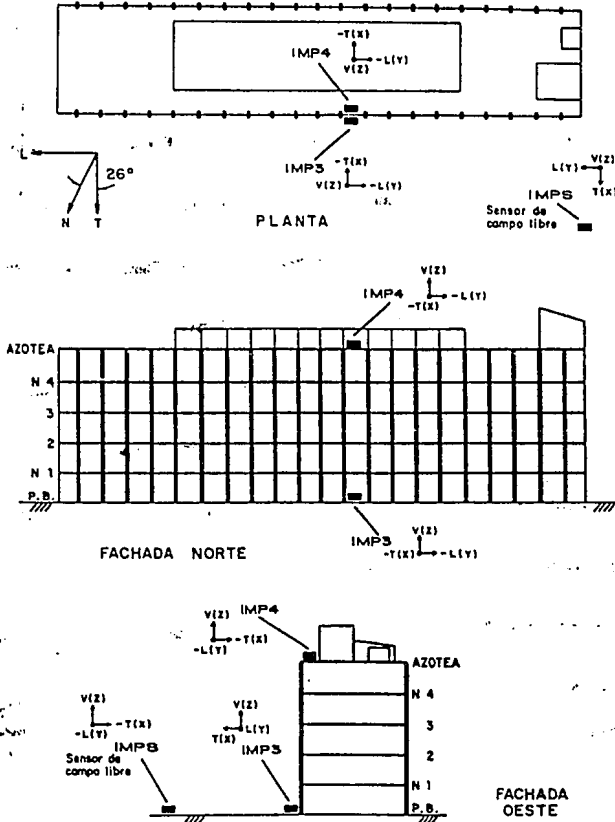


Fig Edificio de 5 niveles, con estructura de concreto, en zona de lago (ref 1).

INSTRUMENTACION SISMICA DE LA ESTACION No.9 UNIDAD KENNEDY
CENAPRED
 Fecha de instalación, mayo 1990

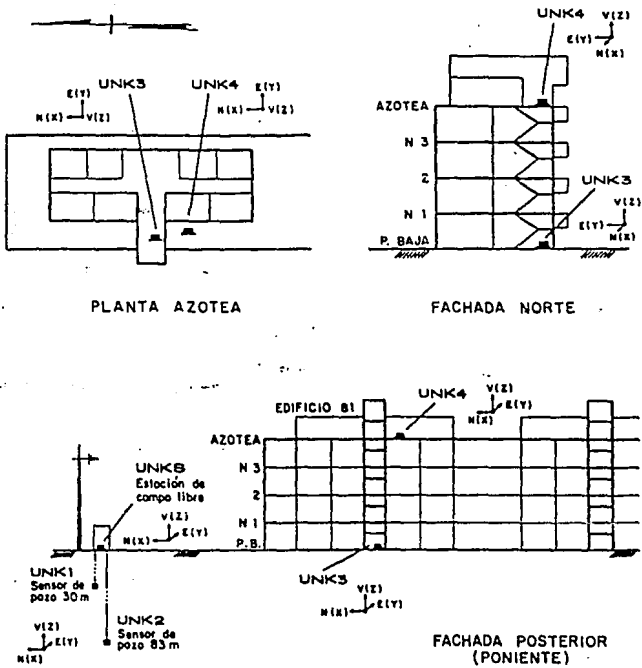


Fig Edificio de 4 niveles, con losas de concreto, en zona de lago (ref 1).

INSTRUMENTACION SISMICA DEL EDIFICIO METRO JUAREZ
 INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM
 Fecha de Instalación, junio 1990

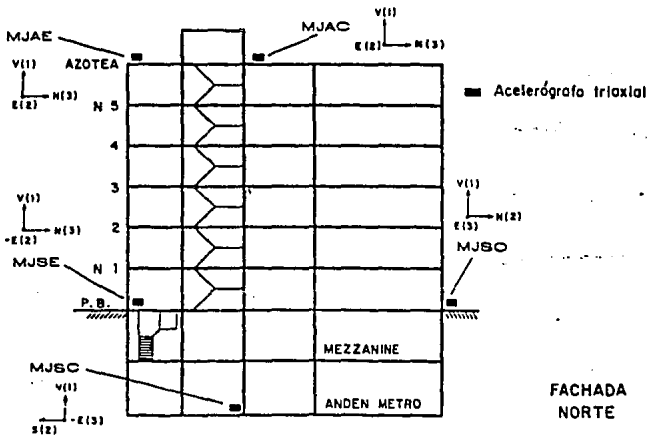
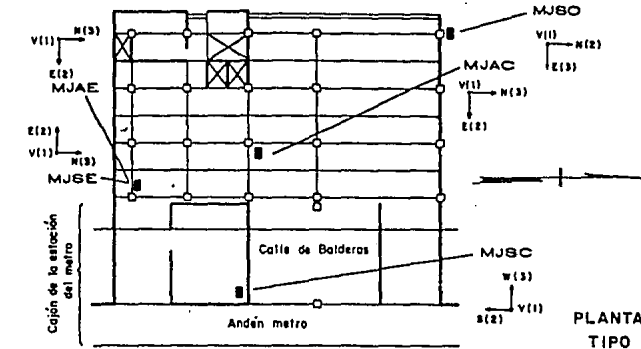


Fig 2. Edificios de 6 niveles, comunicado con el STC, con estructura de concreto, en el centro de la ciudad (ref 1).

INSTRUMENTACION SISMICA DEL EDIFICIO JALAPA 15
 INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM
 Fecha de instalación, octubre 1992

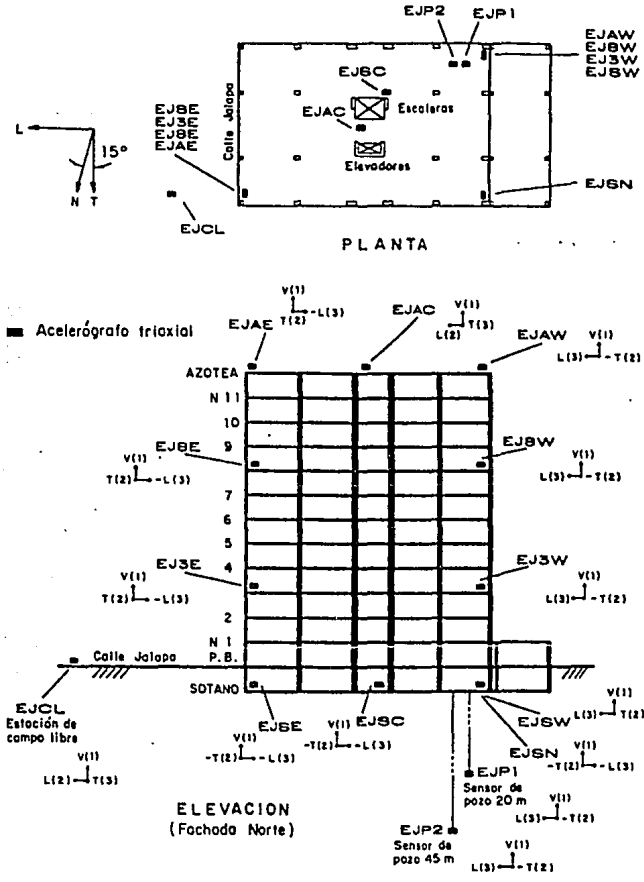


Fig Estructura de concreto reforzado con 12 niveles con pilotes entrelazados en su cimentación (ref 1).

INSTRUMENTACION SISMICA EDIFICIO ING. BERNARDO QUINTANA
FUNDACION ICA

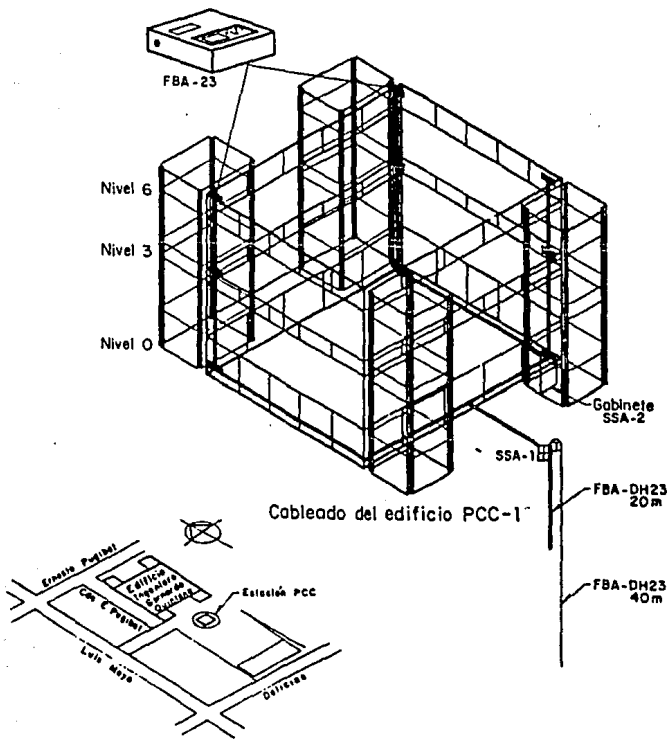
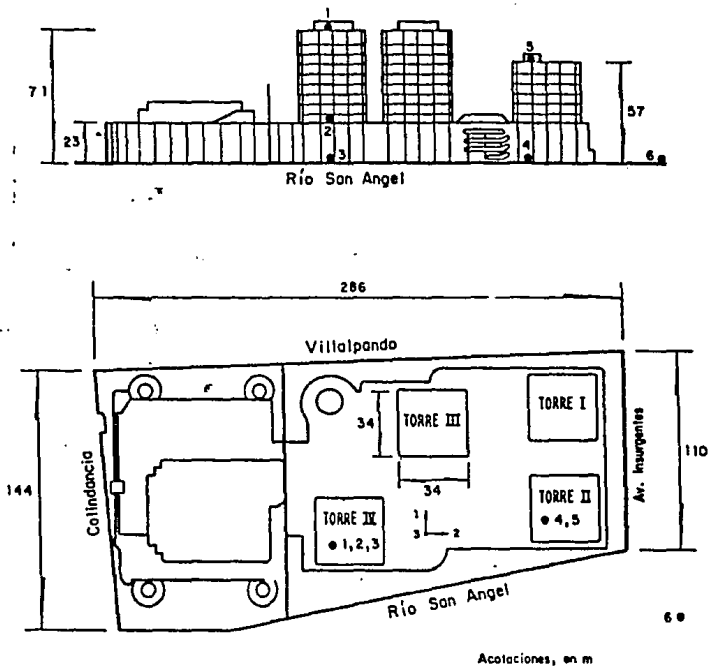


Fig Edificio con estructura de concreto, reforzado con 4 torres metálicas, sobre pilotes de fricción y ataguías (ref 4).

INSTRUMENTACION SISMICA DE LOS EDIFICIOS PLAZA INN
 CIRES - FUNDACION JAVIER BARROS SIERRA



- Acelerógrafos
- 1, 2 $\pm 1 g$
- 3, 4, 5, 6 $\pm 1/4 g$

Nota: Los acelerógrafos están orientados con los ejes de la estructura

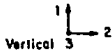


Fig Conjunto de edificios con 4 torres, en zona de transición (ref 1).

MEXICAN MART - MEXICO CITY
STRONG MOTION - RECORDING SYSTEM

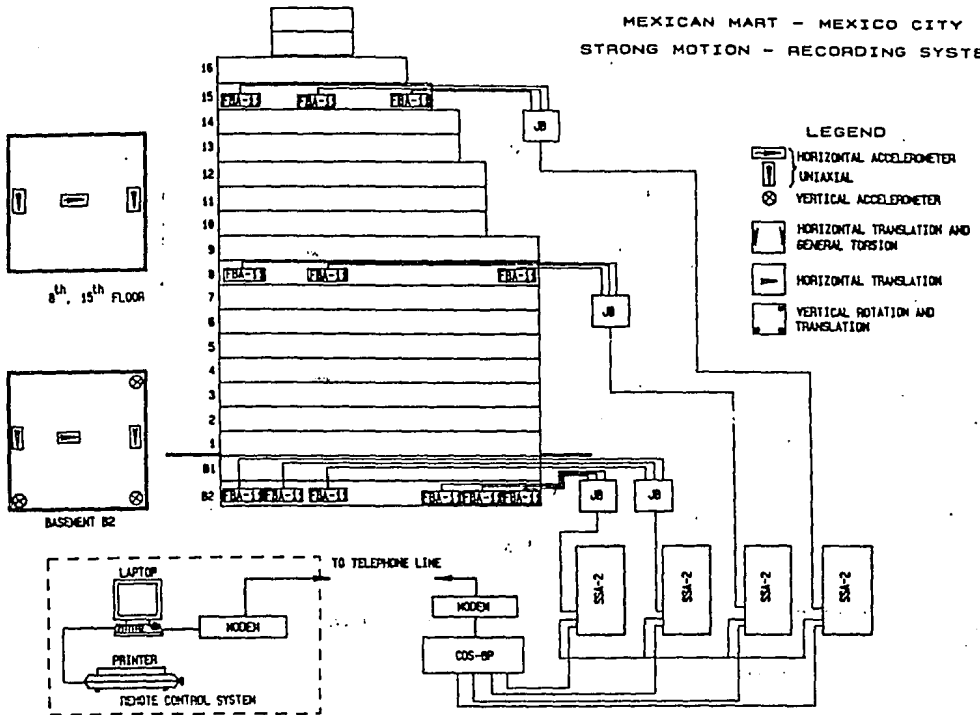
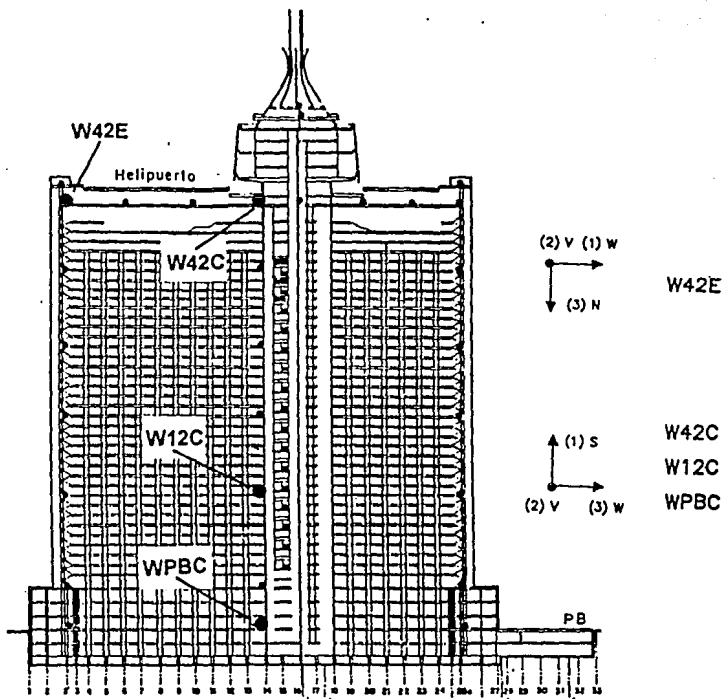


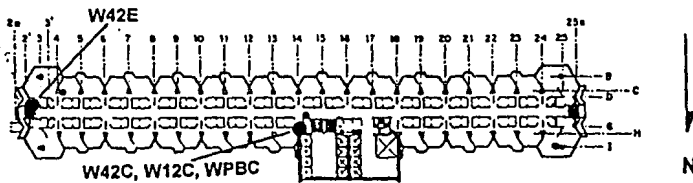
Fig Edificio de concreto, con 16 niveles y dos sótanos, sobre pilotes de fricción, en zona del lago (ref 15).

Instrumentación del edificio WTC.

Localización de estaciones



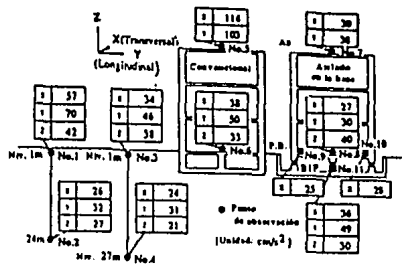
a) Distribución de puntos de observación en elevación



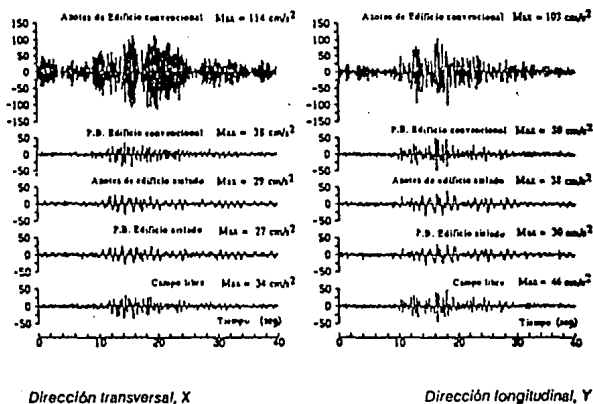
b) Distribución en planta tipo de la torre principal

Fig

Edificio con 50 niveles, con estructura mixta, apoyado en pilas, en zona de transición.

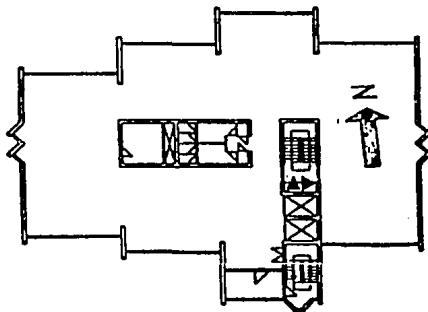
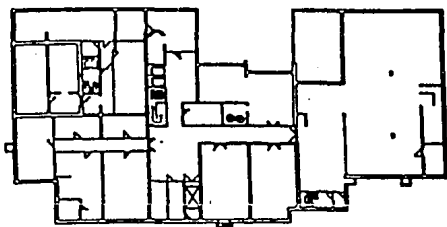
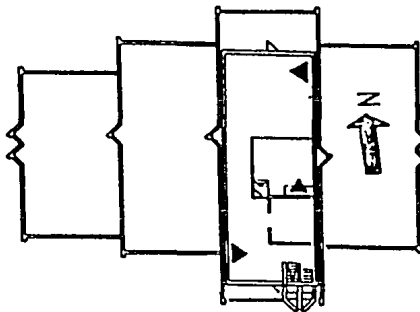
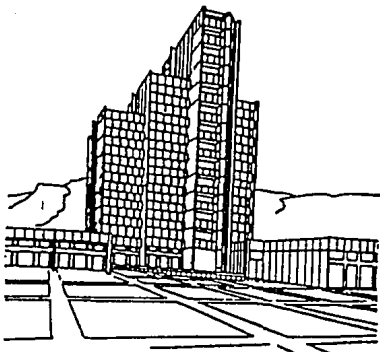


a) Aceleraciones máximas registradas durante un sismo de magnitud 6.6



b) Registros obtenidos en dos direcciones ortogonales

Fig Edificios de 3 niveles, en la ciudad de Sendai, Japón (ref 16).



- - SSA-1
- - FBA-11
- ▲ - FBA-23

Fig Edificio con losas y muros sísmicos de concreto, construido en Rejeavik, Islandia (ref 17).

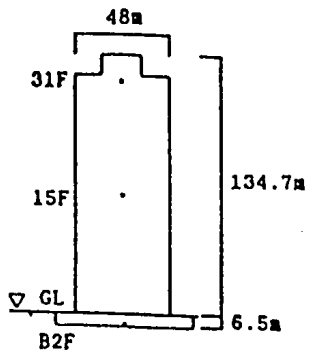
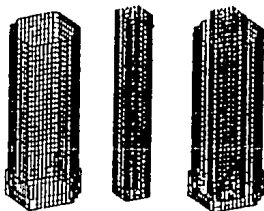


Fig Edificio con estructura metálica, en 33 niveles, construido en Osaka, Japón (ref 18).

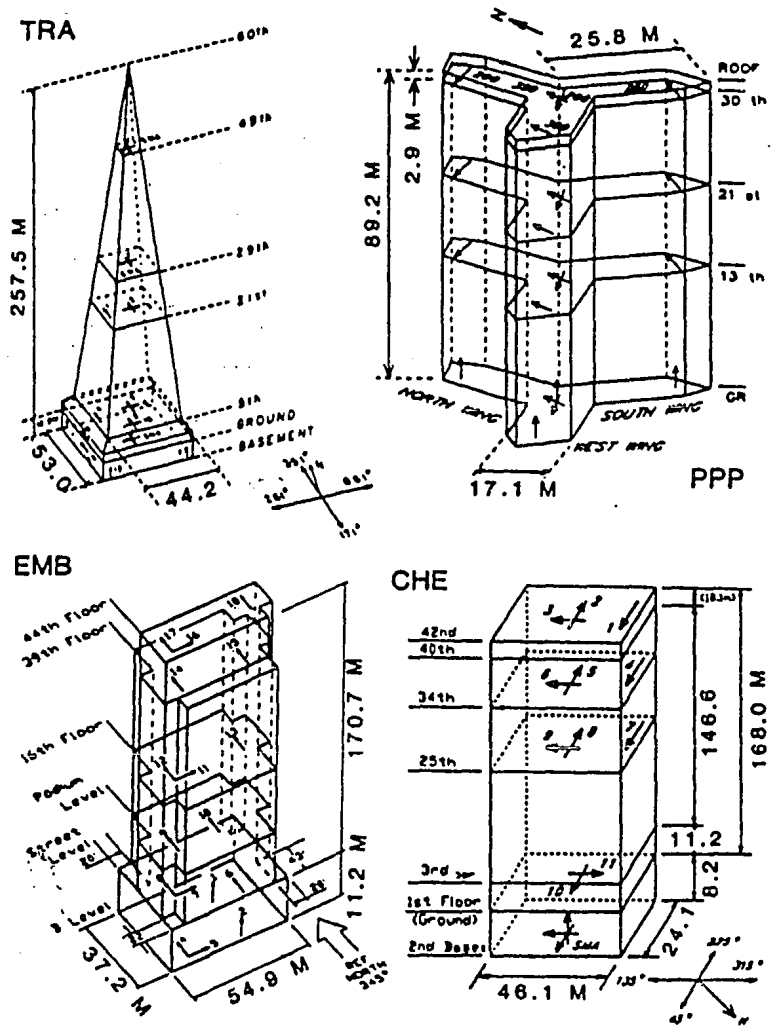


Fig Edificios instrumentados en la ciudad de San Francisco, California (ref 19).