

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERÍA



“Determinación experimental de propiedades dinámicas y efectos de interacción suelo-estructura en un edificio de 18 niveles desplantado en la zona lacustre de la Ciudad de México”

T E S I S
PRESENTADA POR

José Camargo Pérez
Carlos Alonso Cruz Noguez

PARA OBTENER EL GRADO DE
INGENIERO CIVIL

DIRECTOR: M.I. GERARDO RODRÍGUEZ GUTIÉRREZ

MÉXICO DF, SEPTIEMBRE DE 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/081/04

Señores
CARLOS ALONSO CRUZ NOGUEZ
JOSÉ CAMARGO PÉREZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. GERARDO RODRÍGUEZ GUTIÉRREZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE PROPIEDADES DINÁMICAS Y EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UN EDIFICIO DE 18 NIVELES DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO"

- INTRODUCCIÓN
- I. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO
 - II. METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS Y EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
 - III. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA
 - IV. EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
 - V. CONCLUSIONES

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

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 2 de Julio de 2004.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

Dedicatorias
José Camargo Pérez

A mi familia, por su cariño y comprensión incondicional

A los verdaderos amigos, que nunca me abandonaron en los momentos difíciles

Dedicatorias
Carlos Alonso Cruz Noguez

A Dios, a quien todo le debo.

A mis padres, que con su paciencia, amor y dedicación me han permitido lograr esta meta en mi vida.

A mis hermanas, por su cariño y por haber confiado en mí.
A mi familia y a mis amigos, que siempre han estado conmigo...

RESUMEN

En este trabajo se presenta la determinación experimental de las principales propiedades dinámicas de un edificio de 18 niveles en la Ciudad de México y los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) a los que se encuentra sujeto. Los análisis se realizan a partir de información obtenida mediante una serie de pruebas de vibración ambiental efectuadas en la estructura.

Se describe el método experimental utilizado, exponiendo primero el origen y las fuentes de la vibración ambiental, así como los antecedentes de las investigaciones sobre el tema. Posteriormente se mencionan los objetivos que tienen las pruebas de esta naturaleza y las principales aplicaciones que actualmente se han encontrado.

En cuanto a la metodología seguida para la determinación de propiedades dinámicas, ésta se basa en un método no paramétrico de estimación, el cual consiste en la realización de un análisis espectral convencional de señales generadas en puntos seleccionados de la estructura y el terreno. A partir del análisis, se obtienen las frecuencias fundamentales de vibración de la estructura, las configuraciones modales asociadas a dichas frecuencias y los porcentajes de amortiguamiento crítico. Los resultados se comparan con los obtenidos en algunos estudios realizados anteriormente en el edificio.

Adicionalmente, se aprovecha un evento sísmico registrado en el edificio con una instrumentación provisional y se realiza una comparación con las propiedades dinámicas de la estructura obtenidas mediante vibración ambiental. A continuación se aplica un método paramétrico de identificación y se obtiene la variación de las propiedades dinámicas de la estructura a lo largo de un evento sísmico.

Para la determinación de los efectos de interacción suelo-estructura se hace uso de un método simplificado, y se determina el porcentaje de contribución que tienen los efectos de interacción sobre las propiedades dinámicas del sistema. Asimismo, a manera de comparación, se hace un análisis de estos efectos con el método sugerido en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	7
Antecedentes.....	8
Objetivos y Alcance.....	8
CAPÍTULO 1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	10
1.1 Localización del edificio.....	10
1.2 Descripción y características estructurales.....	10
1.3 Descripción y características de la cimentación.....	15
CAPÍTULO 2 METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS	18
2.1 El método de la vibración ambiental.....	18
2.1.1 Antecedentes.....	18
2.1.2 Objetivos.....	18
2.1.3 Prueba de vibración ambiental.....	19
2.1.4 Pruebas experimentales.....	21
2.2 Análisis de la información.....	24
2.2.1 Métodos no paramétricos.....	24
2.2.1.1 Análisis en el dominio de la frecuencia.....	25
2.2.1.2 Análisis espectral de los registros de vibración ambiental.....	25
2.2.1.3 Análisis computacional.....	28
2.2.1.4 Metodología para la determinación de propiedades dinámicas.....	29
2.2.1.4.1 Procedimiento para la determinación de propiedades dinámicas en direcciones T y L.....	29
2.2.1.4.2 Procedimiento para la determinación de propiedades dinámicas del componente de torsión.....	31
2.2.1.4.3 Procedimiento para la determinación del porcentaje de amortiguamiento.....	32
2.2.2 Métodos paramétricos.....	33
2.2.2.1 Metodología paramétrica de estimación.....	33
2.2.2.2 Modelo estructural.....	35
CAPÍTULO 3 PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA	38
3.1 Determinación de frecuencias fundamentales de vibración y configuraciones modales.....	38
3.2 Determinación del porcentaje de amortiguamiento.....	39
3.3 Comparación entre los resultados obtenidos y otros estudios realizados al edificio.....	47
3.3.1 Comparación entre pruebas de vibración ambiental.....	47
3.3.2 Comparación entre pruebas de vibración ambiental y respuesta sísmica del edificio.....	47
3.4 Resultados del análisis paramétrico.....	50

CAPÍTULO 4 EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	55
4.1 Antecedentes y conceptos preliminares	55
4.2 El método de Luco	56
4.2.1 Metodología de Luco para la estimación de efectos ISE	57
4.2.1.1 Traslación de la base.....	57
4.2.1.2 Rotación de la base	59
4.2.2 Determinación de los efectos ISE con el método de Luco.....	61
4.2.2.1 Determinación de los parámetros modales	61
4.2.2.2 Determinación de las frecuencias desacopladas y rigideces equivalentes	63
4.2.2.2.1 Dirección T.....	63
4.2.2.2.2 Dirección L.....	64
4.2.2.2.3 Torsión.....	64
4.2.2.3 Participación de los efectos ISE en el sistema suelo-estructura	65
4.3 El método del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal	67
 CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES	 70
 APÉNDICE A ANTECEDENTES Y CONCEPTOS PRELIMINARES SOBRE PROPIEDADES DINÁMICAS	 73
A.1 Grados de libertad dinámicos	73
A.2 Sistemas de un grado de libertad	73
A.2.1 Vibración libre sin amortiguamiento	73
A.2.2 Vibración libre con amortiguamiento	74
A.2.3 Vibraciones forzadas producidas por una fuerza excitadora armónica	77
A.2.4 Vibraciones forzadas producidas por una excitación en la base	79
A.3 Sistemas con varios grados de libertad	80
A.3.1 Ecuaciones del movimiento	80
A.3.2 Modos de vibración y frecuencias naturales	82
 APÉNDICE B ANÁLISIS DE FOURIER	 84
 APÉNDICE C MODELO MATEMÁTICO DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	 89
 APÉNDICE D EL MÉTODO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL	 94
D.1 Análisis estático	94
D.2 Análisis dinámico modal.....	95
D.3 Periodo y amortiguamiento efectivos.....	96
D.4 Rigideces y amortiguamientos de la cimentación.....	97
 REFERENCIAS	 98
 AGRADECIMIENTOS	 100

INTRODUCCIÓN

El enorme costo en víctimas humanas y cuantiosas pérdidas económicas producidas por los efectos de los sismos sobre las estructuras, hace evidente que la responsabilidad de los ingenieros dedicados tanto al estudio como a la realización de proyectos, diseño y construcción de edificaciones aumente día con día. Con el objetivo de reducir los daños provocados por los movimientos sísmicos, se hace necesario conocer con más profundidad la naturaleza y las características de las solicitaciones a las que se encontrarán sometidas las estructuras, y estudiar con detalle la respuesta y el comportamiento que tendrán éstas ante dichas solicitaciones.

La filosofía actual del diseño sísmico en nuestro país se basa en un criterio de seguridad que implica diseñar para que una estructura por sí misma absorba y disipe el mayor porcentaje de la energía proveniente de un sismo, para evitar al máximo daños graves. En este sentido, las consideraciones de diseño y las prácticas de construcción bajo las cuales se pretende que las edificaciones tengan este comportamiento, deben estar basadas en numerosos trabajos experimentales y de investigación. De la disponibilidad y veracidad de los datos obtenidos dependerá, en gran medida, que se cuente con reglamentos de construcción que reflejen el conocimiento obtenido sobre los distintos tipos de solicitaciones y propiedades dinámicas de las estructuras, las cuales son parámetros de suma importancia en su respuesta sísmica. De manera general, es posible conocer dichas propiedades dinámicas mediante dos tipos de enfoque: analítico y experimental.

Los estudios analíticos consisten en la elaboración de un modelo matemático de la estructura, procedimiento favorecido en la actualidad por el incremento de la capacidad de las computadoras, la aparición de una gran variedad de programas de cómputo para realizar análisis estructural y el desarrollo de nuevos planteamientos teóricos.

Las pruebas experimentales para la determinación de propiedades dinámicas son procedimientos que consisten en registrar la respuesta dinámica de una estructura o de un modelo a escala, mediante aparatos y sensores ubicados en distintas partes de la estructura. La instrumentación puede a su vez clasificarse en instrumentación sísmica, de vibración ambiental, de tracción, de vibración forzada, etc.

Puede establecerse una relación entre ambos tipos de estudios, analíticos y experimentales, considerando que los modelos matemáticos usados en los análisis dinámicos de las estructuras son idealizaciones creadas para representar la respuesta de estructuras reales a distintas cargas dinámicas (sismos, vientos fuertes, explosiones, etc.) Estos modelos pueden ser verificados haciendo pruebas experimentales. De aquí la gran importancia de la instrumentación en edificios, sea ésta de vibración ambiental, forzada o sísmica.

Las investigaciones realizadas en otros países provenientes de edificios instrumentados es de provecho; sin embargo, es necesario instrumentar edificios en nuestro medio por las características de los suelos donde están desplantados y de los sistemas estructurales (Murià Vila et al, 2002).

Las pruebas de medición de vibración ambiental, en particular, pueden ser usadas para identificar las propiedades dinámicas de una estructura, como las frecuencias fundamentales de vibración, los porcentajes de amortiguamiento y las formas modales. También pueden describir el comportamiento en el rango elástico lineal de las estructuras, ya que las amplitudes de la vibración

son pequeñas. El conocer estas características dinámicas del edificio tiene gran importancia, puesto que de esta manera se pueden calibrar y validar modelos analíticos, a través de los cuales se pueda reproducir la respuesta de la estructura real; con lo que se logra emitir recomendaciones que orienten a los ingenieros a mejorar sus modelos en la práctica profesional (Taborda, 2004).

En este trabajo se presenta el análisis de la información obtenida mediante una medición de vibración ambiental en un edificio de concreto reforzado ubicado en la ciudad de México, la Torre de Telecomunicaciones de la SCT, y que próximamente terminará de ser instrumentado de manera permanente. Se obtienen y discuten sus principales propiedades dinámicas, y también se hace la comparación con resultados obtenidos por investigaciones anteriores.

ANTECEDENTES

En nuestro país, algunos centros de investigación y empresas privadas dedicadas a la ingeniería estructural han utilizado las pruebas de vibración ambiental como una valiosa herramienta para hacer un diagnóstico de las propiedades dinámicas de los edificios al realizar dictámenes de seguridad estructural o antes de instrumentar dichos edificios en forma permanente. El Instituto de Ingeniería de la UNAM ha promovido el uso de las pruebas de vibración ambiental al considerar que produce resultados de gran calidad de una manera eficiente y económica, haciendo éste y otro tipo de pruebas en muchos tipos de estructuras, en la Ciudad de México y algunos estados de la república.

Uno de los aspectos más importantes en las pruebas de vibración ambiental es su práctica periódica en estructuras ya instrumentadas en forma permanente con fines de monitoreo sísmico. Su realización tendrá como fin verificar la variación de las principales propiedades dinámicas en una estructura, y determinar si ha habido algún deterioro importante debido a de algún evento sísmico.

La importancia de la instrumentación de edificios, y la realización pruebas experimentales en nuestro país, se ha visto reivindicada luego de las experiencias vividas durante los sismos de septiembre de 1985. Debido a la diversidad de los daños observados, surgió un fuerte interés por esclarecer las dudas concernientes a las respuestas estructurales de las edificaciones, lo cual puso de manifiesto la necesidad de contar con datos experimentales para resolver las incertidumbres sobre diferentes aspectos en el análisis y diseño sísmico de edificios.

OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo de este trabajo consiste en la estimación de las propiedades dinámicas y los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) de la Torre de Telecomunicaciones de SCT, mediante un programa de pruebas de vibración ambiental. Para obtener las características dinámicas de la estructura se usarán principalmente métodos no paramétricos de análisis de señales en el dominio de la frecuencia, recurriendo al uso de autospectros, funciones de transferencia, coherencia y ángulos de fase. Además, se aplica un método de tipo paramétrico para determinar las propiedades dinámicas del sistema y la variación de éstas durante un evento sísmico.

Se hace un estudio de los efectos de interacción suelo estructura valiéndose de datos provenientes de registros de vibración ambiental. Los resultados obtenidos buscan constituir una referencia para ampliar las posibilidades de utilización de datos de vibración ambiental, haciendo posible la determinación de los efectos ISE.

Asimismo, se pretende formular un diagnóstico de las propiedades dinámicas actuales de la Torre de Telecomunicaciones que sirva como base para la instrumentación sísmica permanente del edificio, proyecto que se encuentra en sus etapas finales por parte del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Se busca que los resultados de este trabajo sirvan como medida de comparación para los resultados que se obtengan luego de la instrumentación sísmica en el edificio y que también puedan ser utilizados como referencia para trabajos de este tipo que se realicen en otras estructuras.

En la primera parte del trabajo se presentan la localización del edificio, sus características estructurales y constructivas, el tipo de cimentación empleada y las características del suelo en el que se encuentra desplantado. También se proporciona una descripción más extensa sobre la naturaleza, propósito y justificación de las pruebas de vibración ambiental, así como de las metodologías, paramétricas y no paramétricas, que fueron utilizadas en el análisis de la información experimental obtenida.

En la segunda parte del trabajo se aborda el análisis de los datos experimentales con una metodología no paramétrica, mediante un análisis de tipo espectral, y se obtienen las frecuencias naturales de vibración de la estructura, las formas modales, el porcentaje de amortiguamiento crítico y los efectos ISE. También se presentan el análisis de la información obtenida en el evento sísmico (04-1) mediante un análisis convencional de señales, y posteriormente a través de un análisis paramétrico el cual muestran la variación de las propiedades dinámicas de la estructura durante dicho sismo.

Se hace una comparación entre las propiedades dinámicas experimentales estimadas en este trabajo, y los resultados que existen en la bibliografía, provenientes de estudios similares realizados con anterioridad. Finalmente, se presentan conclusiones y comentarios basados en los resultados obtenidos.

CAPÍTULO 1

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

1.1 LOCALIZACIÓN DEL EDIFICIO

La Torre de Telecomunicaciones de la SCT está ubicada en la Ciudad de México, sobre el cruce de las calles Eje Central y Xola. De acuerdo a la zonificación propuesta por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, de abril de 2001, el edificio se encuentra en zona III, denominada zona compresible. Tiene 18 niveles por encima del nivel de calle y está desplantado sobre un cajón de cimentación y pilotes apoyados en la primera capa dura del suelo. Se construyó entre los años de 1967 y 1968 y el diseño de la estructura se hizo conforme al RCDF en su versión de 1966. El uso del inmueble actualmente se destina principalmente para oficinas gubernamentales.

Las colindancias del edificio son: al norte, un área de acceso para vehículos; al poniente, un área de estacionamiento; al sur, un edificio de 4 niveles construido durante 1974 y al oriente la calle Eje Central. Como dato de interés, el Centro SCOP de la SCT, en el cual se obtuvieron los acelerogramas representativos del sismo de 1985 en la Ciudad de México, se encuentra aproximadamente a 100 m en dirección Noroeste.



Figura 1.1 Croquis de ubicación

1.2 DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

El edificio está compuesto por un cajón de cimentación, un nivel de sótano, planta baja, tres niveles de planta tipo A (N-01, N-02 y N-03), trece niveles con planta tipo B (N-04 a N-16) y dos niveles más sobre la azotea (N-17 y N-18). Estos niveles adicionales se reconocerán a lo largo de este trabajo, como Apéndice 1 (AP – 1) y Apéndice 2 (AP – 2). En los niveles apéndice se encuentran antenas y diversos equipos de telecomunicaciones. Las Figuras 1.2 y 1.3 se muestran dos vistas del edificio.

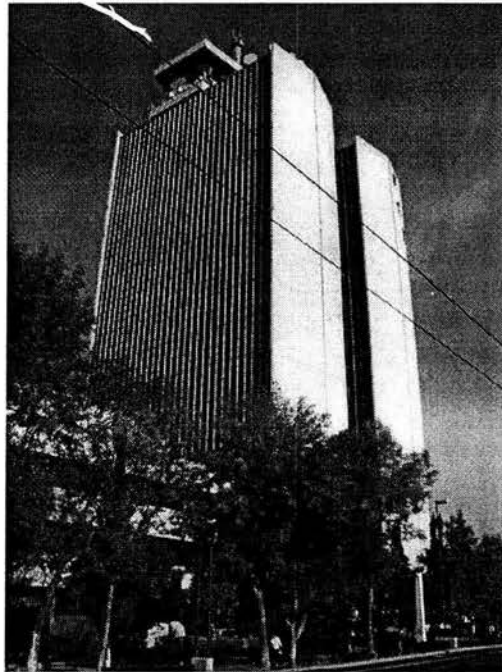


Figura 1.1 Vista suroeste del edificio



Figura 1.2 Vista noroeste del edificio

El cajón de cimentación tiene forma rectangular, con 36.92 m en la dirección que se denominará longitudinal (L), esto es, dirección Norte – Sur, y 30.20 m en la dirección convenida como transversal (T), Oriente – Poniente. El nivel de Sótano tiene forma rectangular con 46.55 m en dirección L y 35.10 m en dirección T. El nivel de planta baja tiene también forma rectangular con 46.55 m en dirección L y 35.10 m en dirección T, mientras que los niveles 1 y 2 tienen forma de H con 43.40 m en dirección L y 30.20 m en dirección T. El nivel 3 tiene nuevamente forma rectangular con 43.40 m en dirección L y 30.20 m en dirección T; los niveles 4 a 16 tienen forma de H con 37.30 m en dirección L y 30.20 m en dirección T. Los dos niveles apéndice, N17 y N18, tienen forma trapecial de 32.00 m en dirección L y 15.05 m en dirección T.

Tomando la elevación del nivel de sótano como referencia, el cajón de cimentación está desplantado a 3.75 m de profundidad. El entrepiso del nivel de sótano y la planta baja mide 5.5 m. Los altura típica de entrepiso desde la planta baja hasta el nivel 16 es de 4.40 m, y para los niveles adicionales AP – 1 y AP – 2, de 6.00 y 9.20 m respectivamente. La altura del edificio, tomando nuevamente el sótano como referencia, es de 91.1 m. En la figura 1.2 se muestran los cortes estructurales del edificio en direcciones longitudinal (L) y transversal (T).

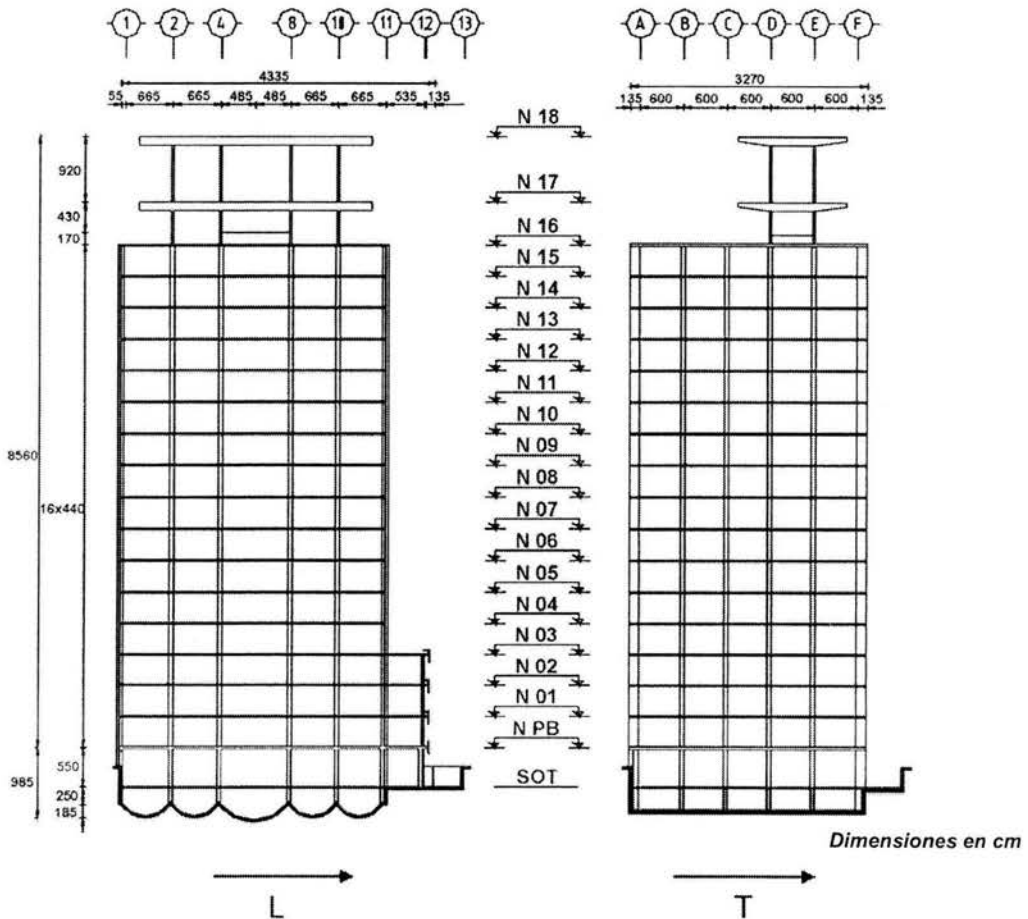


Figura 1.1 Cortes estructurales del edificio en dirección longitudinal y transversal

Estructuralmente, el edificio es de concreto reforzado colado in situ, con estructuración a base de traveses, columnas y muros de concreto reforzado, sistemas de piso de losa plana aligerada, y muros de mampostería. Los sistemas trabe-columna en conjunto forman marcos que trabajan en direcciones ortogonales, L y T, en cada una de las plantas del edificio (figs. 1.2 y 1.3).

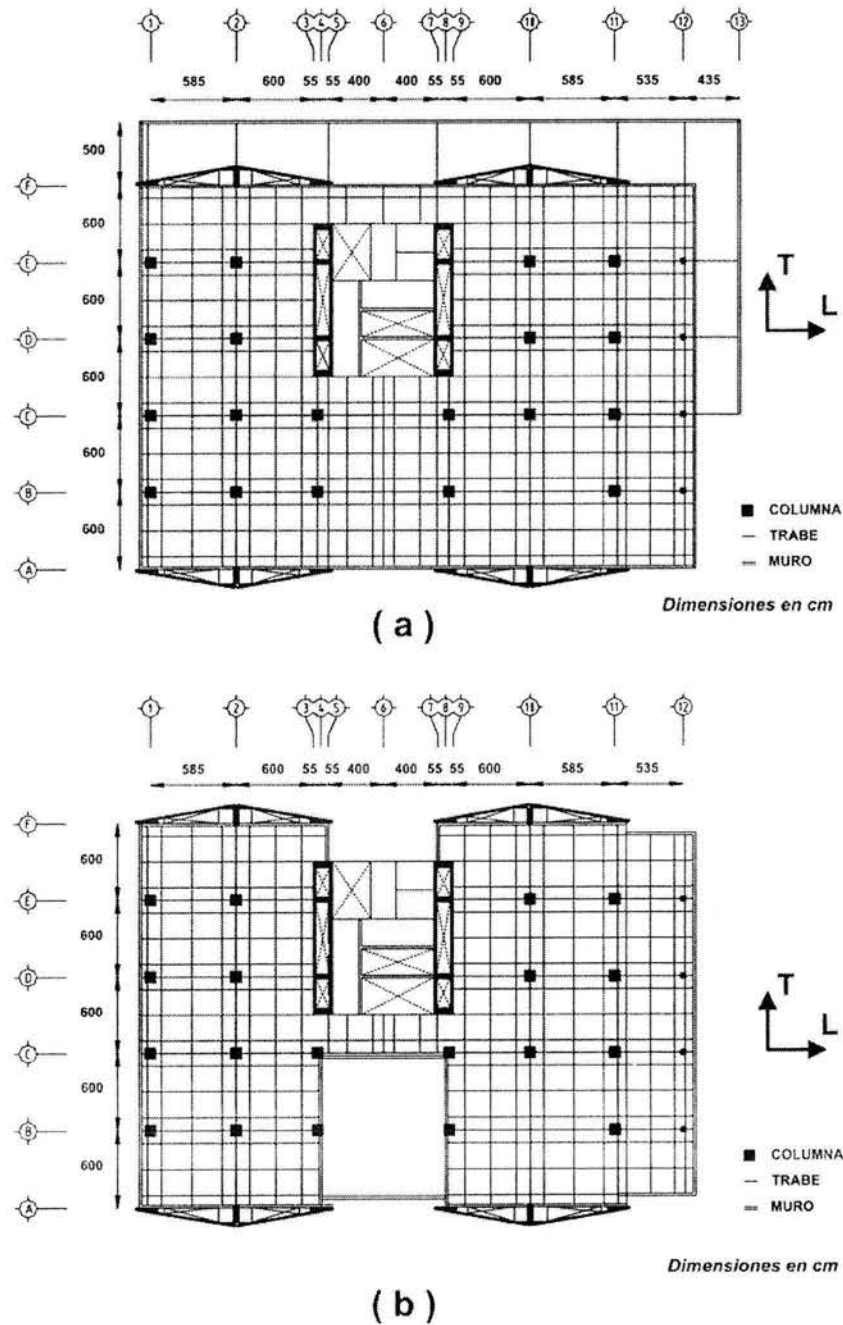


Figura 1.3 Plantas del edificio: (a) Planta Baja y (b) Planta tipo de los niveles 1 a 3

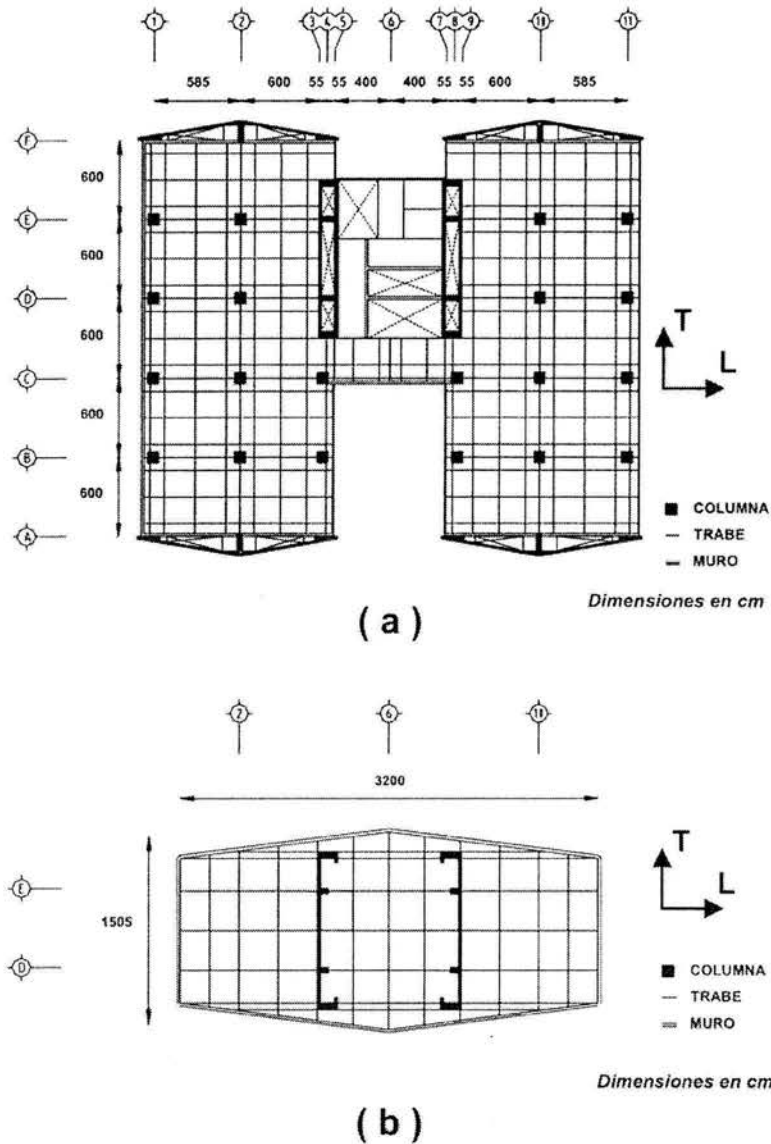


Figura 1.4 Plantas del edificio: (a) Planta tipo niveles 4 a 16 y (b) Planta tipo de los niveles 17 y 18

En cuanto al uso por nivel que tiene la estructura, en el sótano se encuentran las instalaciones para dar servicios al inmueble, tales como bombas de agua, caldera y generadores auxiliares de energía; la planta baja se encuentra destinada aproximadamente en un setenta por ciento para el vestíbulo principal, y el área restante es ocupada por la zona de elevadores, escaleras y menores áreas de oficinas; los niveles del uno al quince tienen como destino al uso de oficinas y en mucho menor grado zonas de equipo; el nivel 16 se destina al manejo de equipo ligero, como motores de elevadores y aparatos de aire acondicionado; los niveles 17 y 18 se encuentran destinados al manejo de equipos de telecomunicación, como antenas y aparatos de radio.

1.3 DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN

El suelo de cimentación del edificio tiene las características principales siguientes: inicia con algunos rellenos y mezcla de arcillas, limos y arenas, para posteriormente encontrar entre los 3.0 y 7.0 m de profundidad un manto de limo gris claro con lentes de arena volcánica, que antecede a la primera formación arcillosa, una arcilla muy blanda con intercalaciones de arenas finas y vetas de vidrio volcánico, que se extiende hasta encontrar la primera capa dura, entre los 32.0 a 36.0 m, formada por arenas limosas y limo arenosas muy compactas, con contenido de agua cercano al 50% y resistencia a la penetración promedio mayor a los 50 golpes. Los ensayos de probetas de las arenas limosas en la cámara triaxial con pruebas consolidadas rápidas, señalaron que el ángulo de fricción interna era de 33° y una cohesión despreciable, mientras que en los materiales limo arenosos el ángulo de fricción interna resultó de 21° con una cohesión de 26.0 ton/m^2 (Moreno Pecero et. al., 1998). En la Fig. 1.5 se aprecia un perfil estratigráfico del suelo de cimentación.

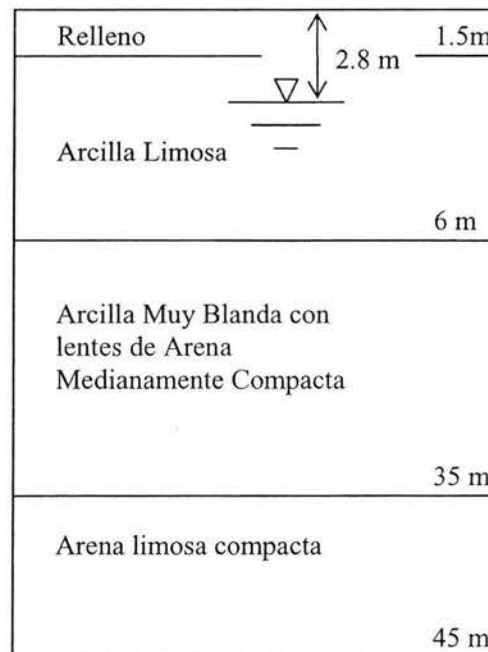


Figura 1.5 Estratigrafía

Dadas las características anteriores, el proyecto original de cimentación del edificio SCT comprendía un sistema para transmitir las cargas de la superestructura al suelo en los siguientes porcentajes: aproximadamente 40% de la descarga la toman un cajón de cimentación semicompensado, con una excavación de 6.5m y un sistema de bóveda invertida formada por

cascarones semicilíndricos, contratrabes y muros de concreto, y el 60% restante de la descarga la toman 272 pilotes de tipo punta penetrante con tramo inferior de acero, hincados hasta la primera capa dura del suelo compresible (aproximadamente a 32 m de profundidad), distribuidos en toda la planta de cimentación, que se muestra en la fig. 1.5. Los pilotes fueron diseñados para trabajar tanto por fricción como por punta, y considerando este tipo de funcionamiento y sus dimensiones (40 x 40 cm) se fijó su capacidad de carga en 60 ton_r.

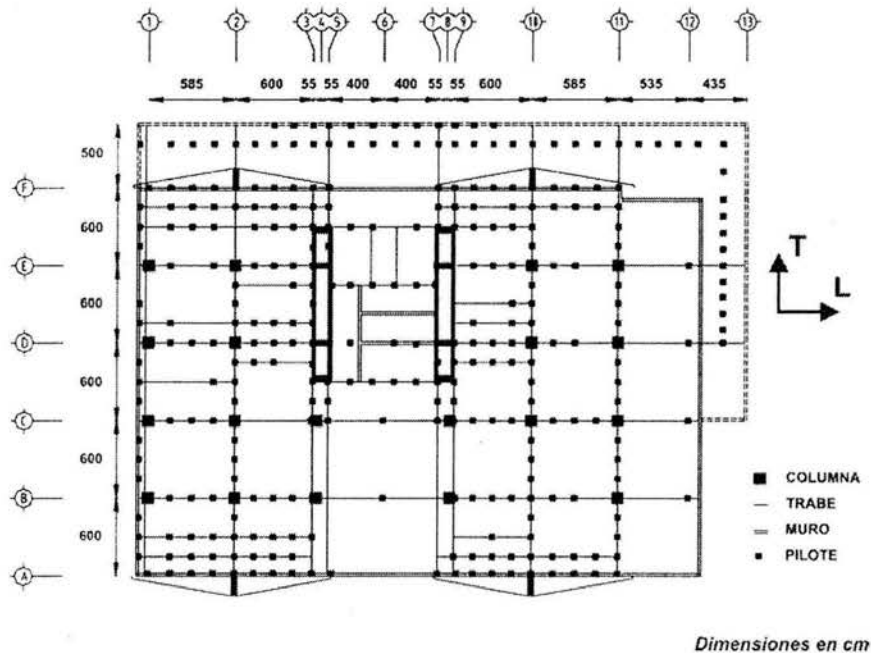


Figura 1.6 Losa de cimentación

Se buscó, además, que el hundimiento de la estructura siguiese los hundimientos regionales, al disminuir la longitud efectiva del vástago metálico de los pilotes debido a la deformación generada por la fluencia del acero o bien por la penetración que pudiera tener la punta en la primera capa dura. Los pilotes se diseñaron para soportar 30 ton_f a la tensión.

Sin embargo, se realizaron dos recimentaciones adicionales, con el fin de solucionar problemas de hundimiento e inclinación principalmente en los costados sur y poniente de la cimentación. La primera recimentación se efectuó en el año de la terminación del edificio, 1967, y la segunda se inició en 1979, concluyendo en 1982.

Las dos modificaciones realizadas a la cimentación se tradujeron, para la primera recimentación, en un aumento del número de pilotes por la adición de pilotes electrometálicos en los costados sur y poniente de la cimentación; para la segunda recimentación, en un cajón continuo, de 5.0 m de ancho

en el lado poniente y de 3.0 m de ancho en la mitad del lado norte; este cajón se encuentra desplantado a 4.5 m de profundidad y está apoyado sobre 51 pilotes de características semejantes a los originales, hincados a una profundidad de 35.5 m (Flores, 1999). Sin embargo, a pesar de las dos recimentaciones, los problemas de hundimiento e inclinación mencionados anteriormente no han sido completamente resueltos hasta el momento, convirtiéndose la cimentación en un factor muy importante en los problemas estructurales que presenta actualmente la Torre de Telecomunicaciones de SCT.

CAPÍTULO 2

METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS

2.1 EL MÉTODO DE LA VIBRACIÓN AMBIENTAL

2.1.1 ANTECEDENTES

Las primeras aplicaciones del método de vibración ambiental se efectuaron hace más de 60 años. La Comisión para la Investigación de Costas y Geodesia de los Estados Unidos comenzó a usar las pruebas de vibración ambiental para medir los periodos fundamentales de edificios en 1936, y en subsiguientes investigaciones se mostró cómo el método podía ser usado para determinar frecuencias y modos de vibración superiores. Luco et. al (1987) usó pruebas de vibración ambiental para determinar la contribución que tienen los efectos de interacción suelo-estructura a la respuesta dinámica de un sistema. Más recientemente se han efectuado mediciones de vibración ambiental en diferentes tipos de estructuras, como monumentos históricos, puentes, iglesias y plataformas marinas.

La vibración ambiental se genera fundamentalmente por la actividad humana y principalmente se debe, entre otras causas, al funcionamiento de maquinaria industrial, al tráfico de vehículos y a la ocupación misma de la estructura, además de otros factores ambientales, como el empuje del viento.

Aún cuando son muy pequeñas, las vibraciones y los movimientos de origen ambiental, pueden ser utilizados para medir las propiedades dinámicas de la estructura. Debido a los bajos niveles de vibración con los que se trabaja, se han desarrollado métodos de reducción de datos basados en técnicas de autocorrelación, para separar la información valiosa del ruido de fondo. En realidad, podría decirse que este es un método de vibración forzada, ya que la excitación permanece durante todo el tiempo de la medición; sin embargo, merece una clasificación aparte, dada la magnitud de los movimientos con que se trabaja y la forma en que se efectúa el análisis de los datos.

2.1.2 OBJETIVOS

Como se ha mencionado, la vibración ambiental constituye una prueba dinámica relativamente eficiente, sencilla y de bajo costo que puede ser efectuada por un pequeño grupo de personas sin alterar el funcionamiento normal del edificio, además de que los resultados obtenidos son similares a los de otras pruebas más complicadas. Lo anterior ha colocado a dicho método entre uno de los más utilizados hoy en día para la determinación de propiedades dinámicas de edificios.

Los objetivos del análisis de la respuesta dinámica de edificios usando vibración ambiental son de varios tipos. Se puede emplear como control de calidad de obra, pues la medición en estructuras recién construidas se puede comparar con los valores teóricos utilizados en el diseño, de manera que se puede determinar si ha habido modificaciones importantes entre el diseño y la construcción.

Además, los resultados obtenidos permiten tener un punto de comparación para mediciones futuras y efectuar en esta forma, el control de la estructura durante su vida útil. Las mediciones periódicas efectuadas con pruebas de vibración ambiental permiten determinar si ha habido deterioros estructurales debidos a eventos sísmicos, envejecimiento de los materiales, asentamientos del subsuelo o modificaciones realizadas a la estructura.

También se realizan pruebas de vibración ambiental a las estructuras después de un evento sísmico para determinar si ha habido daños estructurales importantes que sea necesario reparar; de hecho, es recomendable que antes de instrumentar un edificio de manera permanente para registrar los movimientos provocados por los sismos, se efectúen pruebas de vibración ambiental para determinar las propiedades dinámicas de la estructura ya que éstas constituirán la referencia para monitorear dichas propiedades (Murià-Vila y González, 1995). Por último, los resultados obtenidos mediante pruebas de vibración ambiental pueden ser usados para calibrar modelos analíticos de las estructuras.

2.1.3 PRUEBA DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

Una prueba de vibración ambiental consiste en registrar la respuesta dinámica de una estructura al ruido ambiental a que se encuentra sujeta. Para ello, se colocan instrumentos conocidos como acelerómetros en puntos seleccionados de la estructura, según una orientación previamente convenida.

Las señales captadas por estos sensores son transmitidas mediante cables blindados a unos acondicionadores donde se amplifican y filtran con el fin de obtener registros claros y adecuados. Las señales se capturan con un sistema de adquisición de datos automático de ganancia ajustable para lograr registrar digitalmente las señales de pequeña amplitud de aproximadamente 10^{-4} g. El tiempo de captura de cada prueba es de aproximadamente 15 minutos. En la Figura 2.1 puede observarse la representación esquemática del dispositivo experimental que se emplea en pruebas de vibración ambiental, y en la Figura 2.2 los aparatos experimentales.

Posteriormente, se utilizan técnicas de análisis de señales y programas de cómputo que permiten obtener información a partir de los registros de aceleración de la estructura; con base en estos datos, es posible determinar las propiedades dinámicas de la misma, como frecuencias fundamentales de vibración, formas modales, porcentajes de amortiguamiento y efectos de interacción suelo-estructura.

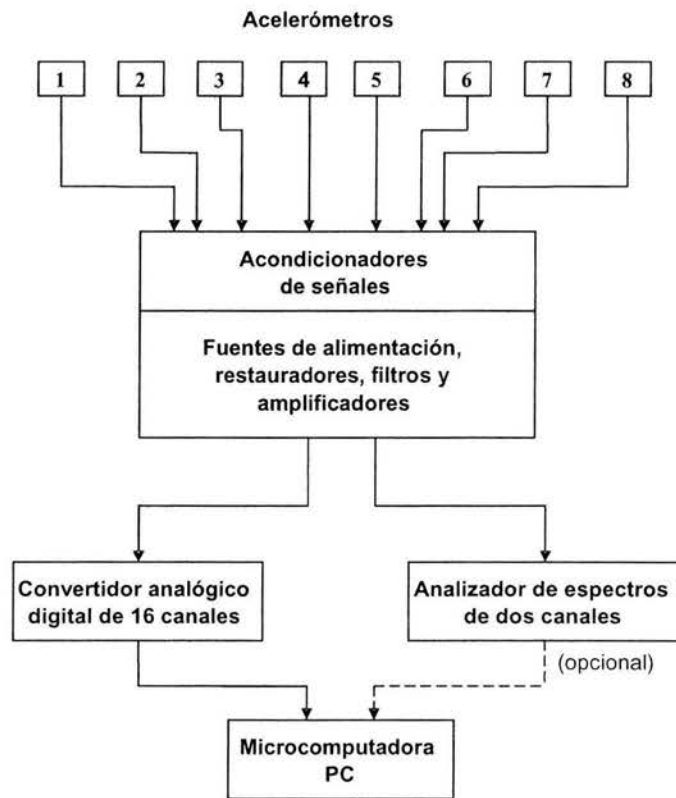


Figura 2.1 Representación esquemática del dispositivo experimental para pruebas de vibración ambiental



Figura 2.2. Dispositivo Experimental

2.1.4 PRUEBAS EXPERIMENTALES

Las pruebas realizadas en el edificio tuvieron por objetivo registrar las vibraciones debidas a condiciones ambientales que se producen en la estructura, mediante aparatos conocidos como servoacelerómetros (Figura 2.3).

Las señales captadas por los acelerómetros fueron transmitidas mediante cables a unos acondicionadores donde dichas señales se amplifican y filtran con el fin de obtener registros claros a partir de los cuales se pueda efectuar el análisis. Empleando diferentes arreglos de acelerómetros y ubicándolos en los puntos de medición seleccionados, se realizaron distintas pruebas con el objetivo de determinar las principales propiedades dinámicas de la estructura.

Para este estudio el dispositivo experimental utilizado estuvo compuesto por 8 acelerómetros, 8 restauradores, 4 filtros, un convertidor analógico-digital, un analizador de espectros y una computadora portátil.

Se realizaron 12 arreglos de ocho acelerómetros para medir las vibraciones ambientales en los 19 puntos localizados en la estructura y en el terreno, que se indican en la fig. 2.4 y en la tabla 2.1. Con estas pruebas y el análisis de la información obtenida, se identificaron las principales frecuencias de vibración del sistema suelo-estructura.

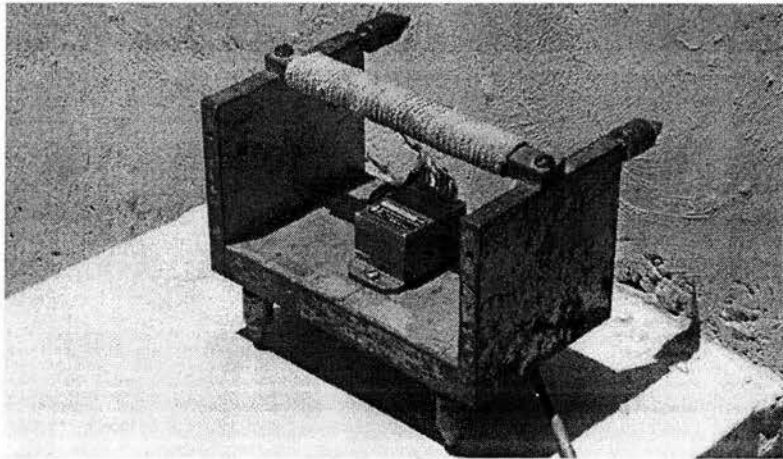


Figura 2.3. Servoacelerómetro montado sobre base metálica

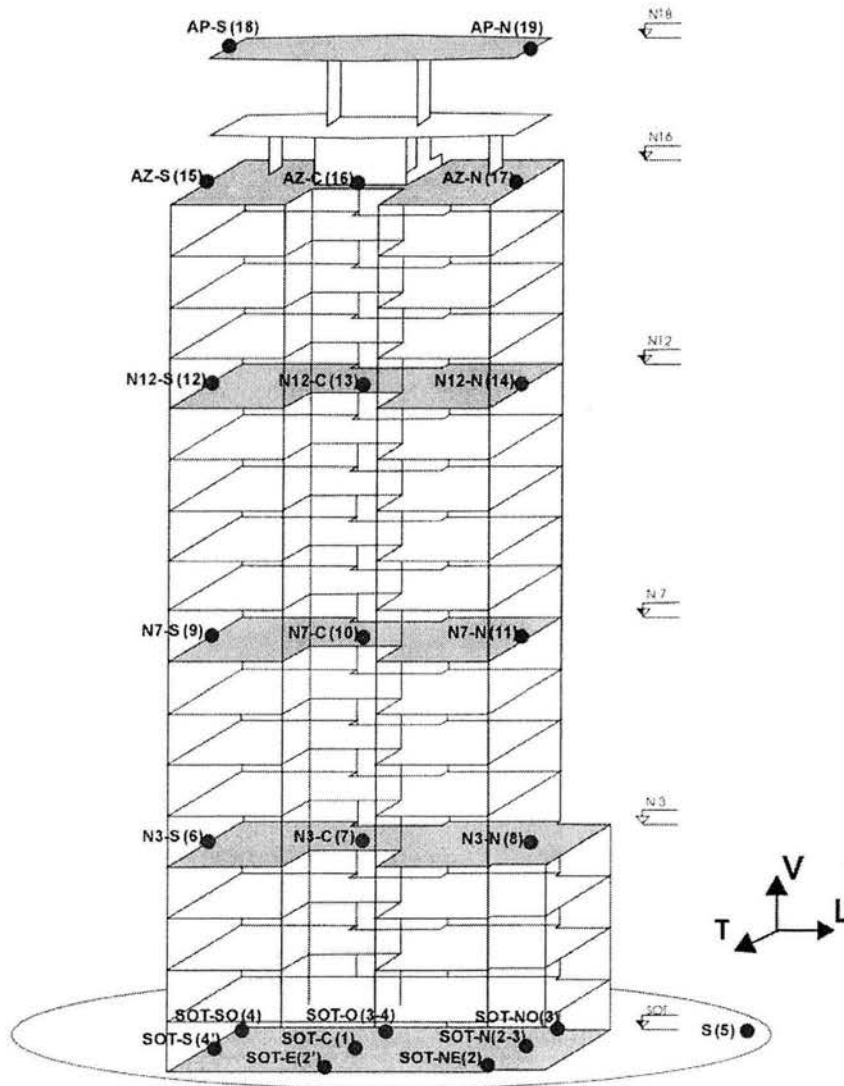


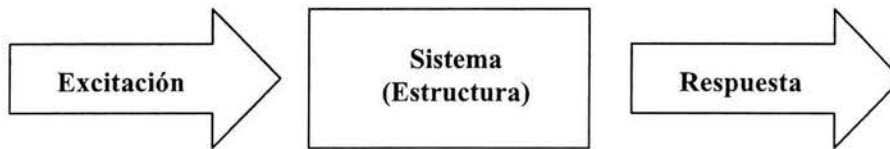
Figura 2.4. Instrumentación del edificio para pruebas de vibración ambiental

Tabla 2.1. Programa de pruebas realizadas en el edificio

PRUEBA	PUNTO	DIRECCIÓN	CANAL	PRUEBA	PUNTO	DIRECCIÓN	CANAL
1	16 (AZ-C)	T	15	7	16 (AZ-C)	T	15
	19 (AP-N)	T	14		17 (AZ-N)	T	14
	18 (AP-S)	T	13		15 (AP-S)	T	13
	2 (SOT-NE)	V	12		7 (N3-C)	T	12
	1 (SOT-C)	T	11		6 (N3-S)	T	11
	3 (SOT-N)	V	10		8 (N3-N)	T	10
	4 (SOT-SO)	V	9		4' (SOT-S)	T	9
5 (S)	T	8	2-3 (SOT-N)	T	8		
2	16 (AZ-C)	L	15	8	16 (AZ-C)	L	15
	19 (AP-N)	L	14		17 (AZ-N)	T	14
	18 (AP-S)	L	13		15 (AP-S)	T	13
	2 (SOT-NE)	V	12		8 (N3-N)	L	12
	1 (SOT-C)	L	11		6 (N3-S)	T	11
	3 (SOT-N)	V	10		8 (N3-N)	T	10
	4 (SOT-SO)	V	9		4' (SOT-S)	T	9
5 (S)	L	8	2-3 (SOT-N)	L	8		
3	16 (AZ-C)	L	15	9	16 (AZ-C)	T	15
	17 (AZ-N)	L	14		17 (AZ-N)	T	14
	15 (AP-S)	L	13		15 (AP-S)	T	13
	1 (SOT-C)	V	12		10 (N7-C)	T	12
	1 (SOT-C)	L	11		9 (N7-S)	T	11
	2 (SOT-NE)	V	10		11 (N7-N)	T	10
	4' (SOT-S)	V	9		4' (SOT-S)	T	9
5 (S)	V	8	2-3 (SOT-N)	T	8		
4	16 (AZ-C)	L	15	10	16 (AZ-C)	L	15
	17 (AZ-N)	L	14		17 (AZ-N)	T	14
	15 (AP-S)	L	13		15 (AP-S)	T	13
	1 (SOT-C)	V	12		10 (N7-C)	L	12
	1 (SOT-C)	L	11		9 (N7-S)	T	11
	2 (SOT-NE)	V	10		11 (N7-N)	T	10
	4' (SOT-S)	V	9		4' (SOT-S)	T	9
5 (S)	L	8	2-3 (SOT-N)	L	8		
5	16 (AZ-C)	T	15	11	16 (AZ-C)	T	15
	17 (AZ-N)	T	14		17 (AZ-N)	T	14
	15 (AP-S)	T	13		15 (AP-S)	T	13
	3 (SOT-N)	V	12		10 (N7-C)	T	12
	1 (SOT-C)	T	11		9 (N7-S)	T	11
	2 (SOT-NE)	V	10		11 (N7-N)	T	10
	2' (SOT-E)	V	9		4' (SOT-S)	T	9
5 (S)	T	8	2-3 (SOT-N)	T	8		
6	16 (AZ-C)	T	15	12	17 (AZ-N)	L	15
	17 (AZ-N)	T	14		17 (AZ-N)	T	14
	15 (AP-S)	T	13		15 (AP-S)	T	13
	3-4 (SOT-O)	V	12		14 (N12-N)	L	12
	1 (SOT-C)	T	11		12 (N12-S)	T	11
	2-3 (SOT-N)	T	10		14 (N12-N)	T	10
	4' (SOT-S)	T	9		4 (SOT-SO)	T	9
5 (S)	T	8	2 (SOT-NE)	L	8		

2.2 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

Gran parte del conocimiento que se tiene en la actualidad sobre las características y el comportamiento dinámico de las estructuras, proviene de pruebas experimentales que han sido realizados en gran número de edificaciones. El problema al que van enfocadas dichas pruebas puede esquematizarse de una manera sencilla como el estudio de la relación entre 3 elementos fundamentales: una excitación, el sistema que está sujeto a la excitación, y la respuesta del sistema. Si son conocidas la excitación y la respuesta del sistema, se podrán estimar las propiedades dinámicas del sistema de diferentes maneras, dependiendo de los datos que se tengan sobre un problema determinado. En el apéndice A, se describen de manera más detallada los principales aspectos a tomar en cuenta, en la determinación de las propiedades dinámicas de una estructura.



2.2.1 MÉTODOS NO PARAMÉTRICOS

Los métodos de tipo no paramétrico pueden definirse como el análisis directo de los registros que describen procesos físicos, como la vibración ambiental, sin recurrir a un modelo analítico de la estructura. La estimación de los parámetros se hace valiéndose de artificios matemáticos que permitan identificar las propiedades que se desean conocer, en este caso las propiedades dinámicas del edificio en estudio, como frecuencias naturales de vibración de traslación y torsión, y sus formas modales.

Una de las ventajas de los métodos no paramétricos, en este trabajo, consiste en que permiten obtener características y propiedades dinámicas de la estructura en función solamente del análisis de la respuesta del sistema, en forma eficiente y confiable, ya que se obtiene información real que no está afectada por las consideraciones y simplificaciones que muy a menudo se usan en la modelación matemática. Sin embargo, la desventaja del análisis mediante métodos paramétricos radica en la imposibilidad de representar la variación en el tiempo de las propiedades del sistema.

En la estimación no paramétrica generalmente se trabaja en el dominio de la frecuencia, aunque también hay alternativas con las que se trabaja en el dominio del tiempo. Los análisis en el dominio de la frecuencia, en las mediciones experimentales de vibración ambiental, normalmente se basan en la interpretación y manipulación de funciones que relacionan, por pares, señales provenientes de dos puntos diferentes de la estructura, que son escogidos de acuerdo al tipo de propiedad que se quiera identificar. Las funciones que permiten obtener información de las señales son la función de densidad espectral (autoespectro), la función de transferencia, la coherencia y el ángulo de fase.

Ya que los métodos no paramétricos no implican conocer las características de la excitación, sino solamente la respuesta del sistema, pueden aplicarse al análisis de la información obtenida por pruebas de vibración ambiental, para estimar las propiedades dinámicas del sistema.

2.2.1.1 ANÁLISIS EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA

Resulta complicado obtener información del análisis de las gráficas de aceleración – tiempo obtenidas en las pruebas de vibración ambiental, por ello, para poder analizar con mayor precisión los datos obtenidos, se procesa dicha información mediante una transformada matemática que nos permita cambiar del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, la transformada de Fourier. Un espectro de Fourier es una gráfica que indica el contenido de frecuencias de una señal, y muestra la descomposición de la señal en ondas senoidales de diferentes amplitudes. En el espectro se observan las frecuencias dominantes como ordenadas máximas.

La vibración ambiental, como fenómeno físico, es producida por un gran número de fuentes de muy diversa índole; de aquí su naturaleza aleatoria, esto es, que los datos que se obtienen no pueden ser representados por alguna fórmula matemática explícita. Debido a esta aleatoriedad, la respuesta de una estructura ante este tipo de sollicitación está constituida por una gran variedad de ondas de diferentes frecuencias con amplitudes semejantes. Sin embargo, la respuesta del edificio, analizada en el dominio de la frecuencia, presentará amplitudes mayores del espectro en aquellas frecuencias que corresponden a sus frecuencias fundamentales de vibrar, y por medio de ciertas técnicas de análisis de señales, puede obtenerse información adicional de gran importancia sobre ésta y otras propiedades dinámicas del sistema.

2.2.1.2 ANÁLISIS ESPECTRAL DE LOS REGISTROS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

Una vez que se han obtenido los registros de vibración ambiental se hace necesario su procesamiento mediante un análisis espectral convencional (Bendat y Piersol, 1989). Este análisis espectral, nos permite cambiar del dominio del tiempo al de la frecuencia para analizar una señal y está basado en la aplicación de la transformada de Fourier a un proceso de origen aleatorio. En el Apéndice B de este trabajo se encuentra una descripción más detallada de su deducción.

Un registro de vibración ambiental consiste en una señal de aceleración que corresponde a un cierto punto en la estructura o el terreno. Si definimos a esta señal de aceleración como $x(t)$, su transformada de Fourier se encuentra dada por la expresión

$$X(f) = \int_0^T x(t)e^{-i2\pi f t} dt \quad (2.1)$$

La transformada de Fourier es una función compleja, pues si se aplica la identidad de Euler a la expresión anterior, la ecuación (2.1) puede escribirse de la siguiente manera:

$$X(f) = \int_0^T x(t) \cos(2\pi f t) dt + i \int_0^T x(t) \sen(2\pi f t) dt \quad (2.2)$$

Una de las formas para expresar una señal $x(t)$ en el dominio de la frecuencia consiste en calcular su función de densidad espectral, también conocida como espectro de potencia, que es una función

que representa la distribución de potencia de la señal con respecto de la frecuencia. Esta función se define como

$$S_{xx}(f) = X^*(f) \cdot X(f) \quad (2.3)$$

Donde

$X(f)$ transformada de Fourier de la señal de aceleración

$X^*(f)$ conjugado de la transformada de Fourier de la señal de aceleración

La información de las frecuencias negativas y positivas de la función de densidad espectral es la misma, debido a que dicha función es simétrica. Esto hace que sea más conveniente realizar el análisis de un solo lado del espectro, así se tiene:

$$G_{xx}(f) = 2S_{xx}(f) \quad (2.4)$$

Y se define la función $G_{xx}(f)$ como

$$G_{xx}(f) = \begin{cases} 2S_{xx}(f) & \text{si } f > 0 \\ S_{xx}(f) & \text{si } f = 0 \\ 0 & \text{si } f < 0 \end{cases} \quad (2.5)$$

Si se tienen dos señales de aceleración correspondientes a dos puntos de la estructura, $x(t)$ y $y(t)$, sus transformadas de Fourier están dadas por

$$X(f) = \int_0^T x(t)e^{-i2\pi ft} dt \quad (2.6)$$

$$Y(f) = \int_0^T y(t)e^{-i2\pi ft} dt \quad (2.7)$$

Se define el espectro de potencia cruzado entre las dos señales $x(t)$ y $y(t)$ como

$$S_{xy} = X^*(f) \cdot Y(f) \quad (2.8)$$

Y procediendo de igual manera que con el espectro de potencia

$$G_{xy}(f) = 2S_{xy}(f) \quad (2.9)$$

Una vez que se han obtenido los espectros de potencia de cada señal y los espectros cruzados de potencia entre pares de señales de aceleración, se procede a obtener ciertas relaciones entre dichas funciones, que nos permitan estimar, junto con la información de los espectros de potencia y mediante las consideraciones adecuadas, las propiedades dinámicas del sistema. Las relaciones matemáticas adicionales de las cuales haremos uso son la función de transferencia, la función de coherencia y el ángulo de fase. A continuación se presentan las características de cada una de ellas.

Función de Tráferencia

Si se tienen dos señales de aceleración, $x(t)$ y $y(t)$, y sus correspondientes transformadas de Fourier $X(f)$ y $Y(f)$, la función de tráferencia entre esas dos señales se define como:

$$FT = \frac{Y(f)}{X(f)} \quad (2.10)$$

Evidentemente la función de tráferencia puede obtenerse también a partir de los espectros de potencia de las señales:

$$FT = \left| \frac{S_{YY}(f)}{S_{XX}(f)} \right|^{\frac{1}{2}} = \left| \frac{G_{YY}(f)}{G_{XX}(f)} \right|^{\frac{1}{2}} \quad (2.11)$$

La función de tráferencia nos sirve para encontrar la relación de amplitudes que tienen dos señales.

Función de Coherencia

A partir de la siguiente desigualdad que se cumple para toda f ,

$$|G_{XY}(f)|^2 \leq G_{XX}(f)G_{YY}(f) \quad (2.12)$$

Tenemos asimismo que

$$|S_{XY}(f)|^2 \leq S_{XX}(f)S_{YY}(f) \quad (2.13)$$

Y la función de coherencia se define como

$$\gamma_{XY}^2 = \frac{|S_{XY}(f)|^2}{S_{XX}(f)S_{YY}(f)} = \frac{|G_{XY}(f)|^2}{G_{XX}(f)G_{YY}(f)} \quad (2.14)$$

Se tiene entonces que

$$0 \leq \gamma_{XY}^2 \leq 1 \quad (2.15)$$

La función de coherencia permite estimar en función de la frecuencia, el grado de linealidad entre dos señales de aceleración $x(t)$ y $y(t)$. La escala para medir la linealidad varía de 0 a 1; los efectos de coherencia inferiores a uno pueden deberse a: ruido en las señales $x(t)$ y $y(t)$ o que no están correlacionadas; a efectos no lineales; a errores por falta de resolución numérica, o a desfases introducidos por el dispositivo experimental. En cambio, un valor de coherencia de uno significa que la relación entre las señales es completamente lineal.

Ángulo de Fase

El espectro cruzado de potencia entre dos señales de aceleración $x(t)$ y $y(t)$ se definió anteriormente como:

$$G_{XY}(f) = 2S_{XY}(f); S_{XY} = X^*(f)Y(f)$$

Ya que el espectro cruzado de potencia es resultado de la multiplicación de dos números complejos, $G_{XY}(f) \in C$ y puede ser expresado en forma polar de la manera siguiente

$$G_{XY}(f) = |G_{XY}(f)|e^{-i\theta_{XY}(f)} \quad (2.16)$$

Donde el valor absoluto y el ángulo de fase están determinados por las relaciones

$$|G_{XY}(f)| = \sqrt{C_{XY}^2 + Q_{XY}^2} \quad \text{valor absoluto} \quad (2.17)$$

$$\theta(f) = \tan^{-1} \frac{Q_{XY}(f)}{C_{XY}(f)} \quad \text{ángulo de fase,} \quad 0^\circ \leq |\theta(f)| \leq 180^\circ \quad (2.18)$$

Siendo

C_{XY} parte real de $G_{XY}(f)$

Q_{XY} parte imaginaria de $G_{XY}(f)$

La fase entre dos señales de aceleración permite saber la polaridad del movimiento entre el par de puntos cuyas señales de aceleración se están analizando espectralmente. Un valor de ángulo de fase en valor absoluto mayor de 90° indica que las dos señales están “desfasadas” en su movimiento, y un valor absoluto de ángulo de fase menor a 90° nos señala que se encuentran “en fase”.

El ángulo de fase es particularmente importante en la determinación de configuraciones modales y estimación de frecuencias de torsión de la estructura.

2.2.1.3 Análisis computacional

Para la captura y el procesamiento de la información se utilizaron los programas para el manejo de señales desarrollados por Guzmán *et al* (1992). Esta serie de programas cuenta entre sus funciones, con varias rutinas de análisis de señales para calcular autoespectros, espectros cruzados, coherencias y ángulos de fase. Debido a que estas funciones (exceptuando el autoespectro) implican trabajar con dos señales a la vez, el número mínimo de señales que se pueden procesar en el programa es 2.

El programa divide el archivo de datos adquirido, en una serie de eventos, de acuerdo al número de puntos por evento que el usuario haya fijado en los parámetros de captura. A continuación se calculan para cada evento los espectros y funciones entre señales (transferencia, coherencia y ángulo

de fase), y al final éstos se promedian. El cálculo del espectro de Fourier se lleva a cabo en forma discreta y se realiza con un algoritmo de TRF (Guzmán et. al., 1992).

2.2.1.4 Metodología para la determinación de propiedades dinámicas

En este apartado se describirán los procedimientos que se llevaron a cabo para obtener las frecuencias fundamentales del edificio y sus formas modales asociadas, en las direcciones L (longitudinal) y T (transversal), además del componente de torsión; los métodos para la determinación de estas propiedades dinámicas involucran el análisis de los autoespectros, funciones de transferencia, ángulos de fase y coherencias a partir de los registros de aceleración que se obtuvieron experimentalmente. Generalmente se eligen los registros según la propiedad dinámica que se quiere determinar, y se buscan características especiales en las funciones obtenidas tras el análisis espectral.

Debido a que los análisis de señales se hacen por pares, en forma de cocientes, es necesario seleccionar apropiadamente los registros que se analizarán uno con respecto del otro y contar con información de las señales en dos direcciones ortogonales (T y L) de terreno, sótano, niveles intermedios y azotea, en las posiciones de esquina y centro. En las pruebas experimentales llevadas a cabo en el edificio, se tuvieron registros en azotea, en las posiciones norte (AZ-N), sur (AZ-S) y centro (AZ-C); en el nivel 12, se tuvieron registros en posición norte (N12-N), sur (N12-S) y centro (N12-C); en nivel 7, se obtuvieron registros en posición norte (N7-N), sur (N7-S) y centro (N7-C); de la misma forma, en nivel 3 se tienen registros en posición norte (N3-N), sur (N3-S) y centro (N3-C). En el sótano se obtuvieron registros en 8 ubicaciones, dado que para la determinación de efectos de interacción suelo-estructura (ISE) se precisa una mayor cantidad de información en la base del edificio; sin embargo, para la determinación de frecuencias fundamentales y formas modales en direcciones L y T, además de la componente de torsión, se emplearon solamente tres registros: el de la posición sur (SOT-S), el de posición norte (SOT-N) y centro (SOT-C).

Adicionalmente se obtuvieron señales en el nivel 18, denominado AP (apéndice), en las posiciones norte (AP-N) y sur (AP-S). La determinación de las frecuencias fundamentales del apéndice se realiza en forma similar a las del edificio.

2.2.1.4.1 Procedimiento para la determinación de propiedades dinámicas en dirección T y L

El procedimiento que se enuncia a continuación se utiliza para conocer las frecuencias fundamentales del edificio y sus formas modales asociadas en una dirección. Una vez conseguida la identificación de las propiedades en esa dirección, el proceso se repite para la otra dirección ortogonal. La elección de cuál dirección, T ó L, se investigará primero, es indistinta.

- Se analizan la función de transferencia y los autoespectros que correspondan al cociente entre puntos de azotea y sótano. Aquí podemos elegir entre los cocientes de [AZ-N/SOT-N], [AZ-S/SOT-S] y [AZ-C/SOT-C]; en el presente trabajo, no obstante, se eligió el cociente [AZ-N/SOT-N] para el análisis. En este cociente se identifican las frecuencias a las que corresponden las ordenadas máximas, y estas frecuencias se comparan con las que se obtienen al analizar de la misma forma los cocientes de los niveles intermedios y sótano (es

importante mencionar que una vez que se ha seleccionado el cociente [AZ-N/SOT-N], los puntos que se elijan en los niveles intermedios deben ser aquellos que tengan la misma posición del cociente sótano/azotea, en este caso, la posición norte). Los valores o intervalos de valores de frecuencia coincidentes se fijan como los asociados con las frecuencias de resonancia del sistema. También es de utilidad verificar que a estas frecuencias corresponda un valor cercano a la unidad en la función de coherencia, aunque esto no es un aspecto necesariamente determinante.

- Cuando se han estimado las frecuencias o intervalos de frecuencia que tentativamente se asumen como fundamentales de la estructura, se procede a la determinación de las formas modales correspondientes a dichas frecuencias. Para cada nivel, se toma el valor de la función de transferencia entre ese nivel y el sótano y se investiga el valor del ángulo de fase para la frecuencia de interés. La amplitud de la forma modal será el valor de la función de transferencia, normalizada generalmente respecto a la azotea, y la polaridad de la forma modal respecto al sótano dependerá del valor del ángulo de fase. Se considera que un ángulo de fase en valor absoluto mayor de 90° y cercano a 180° corresponde a señales que se encuentran desfasadas y en cambio, un valor de ángulo de fase cercano a 0° indica que las señales se encuentran en fase. Podemos esquematizar la determinación de formas modales, con los siguientes sistemas de dos masas:

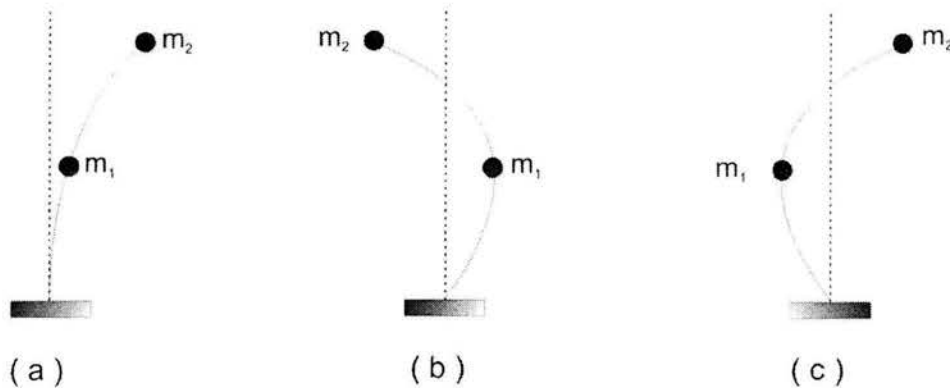


Figura 2.5 Determinación de formas modales

En la figura 2.5 (a), se observa que las dos señales correspondientes a las masas m_1 y m_2 tienen un ángulo de fase cercano a 0° respecto al sótano, por lo cual se dice que dichas masas se encuentran “en fase”. En la figura 2.5 (b), la señal correspondiente a m_1 tiene una fase cercana a 0° respecto al sótano, por lo que está “en fase”, no así la señal de m_2 , cuyo ángulo de fase es cercano a 180° y por lo tanto está desfasada. La figura 2.5 (c) es el caso contrario a la figura 2.5 (b), y muestra a m_1 “en desfasamiento” y a m_2 “en fase”.

2.2.1.4.2 Procedimiento para la determinación de propiedades dinámicas del componente de torsión

- Para la determinación de las frecuencias fundamentales del componente de torsión, se requiere contar con los registros de un punto en el centro de cada nivel instrumentado y otro en una esquina del mismo nivel. En nuestro caso, según la instrumentación llevada a cabo en el edificio y la convención de las direcciones ortogonales T y L, para poder identificar el componente de torsión es necesario que las señales correspondan a la dirección T (transversal). En azotea, se elige el cociente [AZ-N/AZ-C], en nivel 12 el cociente [N12-N/N12-C] y así sucesivamente.
- En el cociente [AZ-N/AZ-C] de azotea, se identifican las frecuencias o intervalos de frecuencia que corresponden a las ordenadas máximas de la función de transferencia calculada, y esas mismas frecuencias se van comparando con en las funciones de transferencia entre centro y esquina de niveles intermedios. Los valores o intervalos de valores de frecuencia coincidentes se fijan como los asociados con las frecuencias del componente de torsión.
- Con el propósito de comprobar las frecuencias así obtenidas, también se analizaron los cocientes entre puntos opuestos en un mismo nivel, por ejemplo, en azotea se analizó el cociente [AZ-N/AZ-S] y así sucesivamente en los niveles intermedios. Debido a que las aceleraciones que experimentan los puntos opuestos de esquina ubicados en un mismo nivel son muy parecidas, cuando se establece un cociente entre dichos puntos la función de transferencia es casi una constante de valor 1 y no se puede extraer información de ella. La función que se investiga en este caso es el ángulo de fase, debido a que en esta función las frecuencias de torsión que aparecen tienen valores muy cercanos a 180° ó -180° . Nuevamente, se puede esquematizar la identificación de frecuencias de torsión mediante puntos opuestos en azotea, con el siguiente figura:

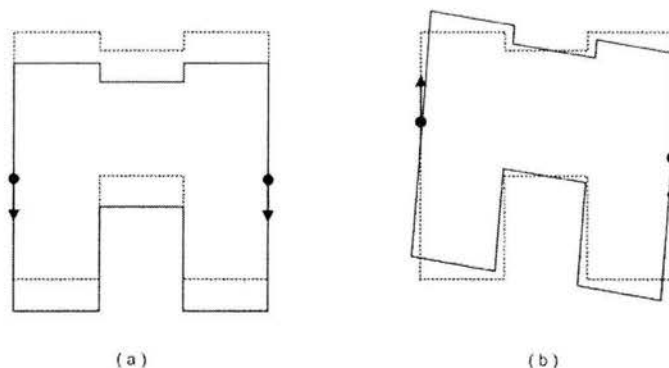


Figura 2.6 Determinación de torsión en azotea

Se puede apreciar, en la figura 2.6 (a), que el ángulo de fase entre los dos puntos instrumentados es cercano a 0° , por lo que están en fase y se mueven conjuntamente hacia la misma dirección, produciendo solamente traslación de la azotea. En la figura 2.6 (b), el valor absoluto del ángulo de fase es cercano a 180° y esto provoca un desfase entre el movimiento de los puntos. Las frecuencias que producen estos ángulos de fase cercanos a 180°

en azotea, previamente comparadas con las frecuencias de este tipo que se obtienen en niveles intermedios, corresponden a las frecuencias de torsión de la estructura.

- Una vez identificadas las frecuencias de torsión, pueden determinarse también las formas modales asociadas, en forma similar a como ya se ha explicado anteriormente. La diferencia estriba en que para cada frecuencia, se grafica no una sino dos formas modales; la primera forma modal se obtiene con los registros del lado norte del edificio, y la segunda forma modal, multiplicada por -1, con los registros del lado sur del edificio, para representar en forma realista el efecto de la torsión en la estructura.

2.2.1.4.3 Procedimiento para la determinación del porcentaje de amortiguamiento

Para este trabajo, el cálculo del porcentaje de amortiguamiento se llevó a cabo con el método del factor de amplificación dinámico. Este factor se encuentra dado por

$$FAD = \frac{U_{DINÁMICO}}{U_{ESTÁTICO}} = \frac{U_{máx}}{U_{ESTÁTICO}} \quad (2.19)$$

Donde

$U_{DINÁMICO}$ es el desplazamiento máximo de la estructura bajo cargas dinámicas

$U_{ESTÁTICO}$ es el desplazamiento máximo de la estructura bajo cargas estáticas.

El desplazamiento máximo ocurre en la azotea de la estructura, y se considera que el desplazamiento estático está asociado al movimiento del sótano o del terreno. El valor máximo del factor de amplificación dinámico se encuentra dado por:

$$FAD_{máx} = \frac{1}{2\xi} \quad (2.20)$$

Donde ξ es el porcentaje de amortiguamiento crítico, y al despejarlo de la ecuación (2.20) tenemos

$$\xi = \frac{1}{2FAD_{máx}} \quad (2.21)$$

El factor de amplificación dinámico máximo puede calcularse mediante las funciones de transferencia [AZ-C / SOT-C] para un sistema de estructura empotrada ó [AZ-C / S] considerando un sistema suelo-estructura.

2.2.2 MÉTODOS PARAMÉTRICOS

Los métodos paramétricos o estimación paramétrica son aquellos en los cuales se hace la identificación de las propiedades de un sistema a partir de un modelo idealizado, por medio del cual se busca reproducir la respuesta del sistema que se ha obtenido experimentalmente.

Para determinar las propiedades dinámicas del sistema, estos modelos suponen como datos de entrada la excitación a la que se encuentra sometida una estructura y la respuesta que ésta tiene ante la excitación. Cuando se trata de registros sísmicos, la naturaleza y características de la excitación son bien conocidas y están claramente definidas por el acelerograma en el terreno.

Además de utilizarse para identificar las propiedades del sistema, los métodos paramétricos permiten conocer la variación de los parámetros estructurales en función del tiempo. Dividiendo la respuesta en un cierto número de tramos o ventanas en donde se considera un comportamiento lineal, es posible obtener en cada intervalo los valores de los parámetros desconocidos. Esta es una ventaja importante puesto que se ha comprobado que un sistema estructural puede sufrir variaciones en sus propiedades dinámicas ante excitaciones sísmicas, y los métodos paramétricos constituyen una herramienta valiosa para estimar dicha variación considerando un comportamiento lineal del sistema (Palacios, 2003).

Generalmente los métodos paramétricos se aplican cuando existen datos sobre la excitación y respuesta dinámica debidas a un sismo registrado en una estructura instrumentada. Para este trabajo se contó con información proveniente del evento sísmico ocurrido el 14 de junio de 2004 (04 – 1) y se realiza un análisis de tipo paramétrico de los datos para identificar las propiedades dinámicas del sistema.

2.2.2.1 METODOLOGÍA PARAMÉTRICA DE ESTIMACIÓN

Para el análisis paramétrico se utilizó el programa de cómputo MIMO (Multiple Input – Multiple Output), basado en el método de superposición modal propuesto por Beck y Jennings (1980), e implementado por Li y Mau (1990), cuya eficiencia ha sido satisfactoriamente probada en la identificación de las propiedades de estructuras instrumentadas para monitoreo sísmico (Toro Jaramillo, 1998).

El planteamiento de superposición modal supone la representación del sistema estructural como un sistema de ecuaciones diferenciales acopladas, de N grados de libertad. Este sistema se transforma en un sistema de N ecuaciones diferenciales desacopladas de segundo orden, correspondientes a los modos clásicos de vibrar. Considerando que, de manera rigurosa, la respuesta de un sistema es igual a la superposición del número total de modos de vibración, el método implica que la respuesta de un sistema puede representarse satisfactoriamente como la superposición de un número de modos dominantes, que puede ser menor que el número de grados de libertad totales de la estructura.

Para emplear el método, se hace un modelo de la estructura que represente adecuadamente su comportamiento. Para este modelo y partiendo de ciertos datos iniciales, se calcula una respuesta dinámica, considerando que durante un mismo intervalo de tiempo la estructura presenta un comportamiento lineal. Los parámetros del sistema se determinan ajustando la respuesta calculada

con respecto de la experimental con base en el método de los mínimos cuadrados; en esta forma, se obtienen, para cada intervalo de tiempo, valores de frecuencias, porcentajes de amortiguamiento crítico, factores de participación modal y configuraciones modales para el modelo propuesto.

Las expresiones bajo las cuales se sustenta el método se describen a continuación.

El programa MIMO permite el análisis de sistemas con múltiples entradas y salidas. Las excitaciones a las que está sometido el sistema se denotan como $a_{gk}(k=1,2,\dots,m)$, y las respuestas reales del mismo como $a_{0i}(i=1,2,\dots,n)$, donde m representa el número total de entradas y n el número de salidas.

La aceleración calculada a_i en términos de sus respuestas modales \ddot{u}_j se pueden expresar por medio de la siguiente ecuación se pueden expresar por la siguiente ecuación:

$$a_i = \sum_j \phi_{ij} \ddot{u}_j \quad (2.22)$$

Donde a_i es la aceleración calculada, \ddot{u}_j son respuestas modales y ϕ_{ij} son las componentes de la forma modal del modo j en la posición i .

Las respuestas modales se definen por la ecuación de segundo orden

$$\ddot{u}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{u}_j + \omega_j^2 u_j = \sum_k p_{jk} a_{sk} \quad (2.23)$$

Donde ξ_j es la fracción de amortiguamiento crítico del modo j , ω_j es la frecuencia del modo j expresada en rad/s, p_{jk} es el factor de participación del modo j con respecto a la excitación k , y a_{gk} es la aceleración de excitación k .

La solución de esta expresión puede determinarse por medio de la integral de Duhamel, considerando la linealidad que, para cada intervalo de tiempo, tiene la función de excitación $a_{gk}(t)$. La respuesta de aceleración del modo j , está dada por

$$\begin{aligned} \ddot{u}_j = e^{-\xi_j \omega_j t} & \left((-2\xi_j \omega_j \dot{u}_j(0) - \omega_j^2 u_j(0)) \cos(\omega_{dj} t) + \frac{1}{\omega_{dj}} (-\omega_j^2 (1 - 2\xi_j^2) \dot{u}_j(0) + \xi_j \omega_j^3 u_j(0)) \sin(\omega_{dj} t) \right) \\ & + \sum_k p_{jk} \left(a_{gk}(t) + \frac{1}{\omega_{dj}} \int_0^t a_{gk}(\tau) e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)} (-2\xi_j \omega_j \omega_{dj} (t-\tau) - \omega_j^2 (1 - 2\xi_j^2)) \sin(\omega_{dj} (t-\tau)) dt \right) \end{aligned} \quad (2.24)$$

Donde ω_{dj} es la frecuencia amortiguada del modo j , $\dot{u}_j(0)$ es la velocidad modal inicial y $u_j(0)$ es el desplazamiento modal inicial.

La introducción de las condiciones iniciales como parámetros desconocidos hace posible realizar la identificación por tramos asumiendo un comportamiento lineal en cada uno de ellos.

Este planteamiento utiliza el método de los mínimos cuadrados en la identificación para minimizar la función criterio J respecto de los parámetros modales a identificar ω_j , ξ_j , p_{jk} , \dot{u}_j , u_j y f_{ij} . La función criterio J es una función integral que evalúa el error cuadrático de la diferencia de las respuestas del modelo matemático con las del sistema real e indica cómo es el ajuste entre dichas respuestas. La función criterio J representa un índice de error absoluto, y está dada por

$$J = \sum_i \sum_s (a_{0i}(s\Delta t) - a_i(s\Delta t))^2 \quad (2.26)$$

2.2.2.2 MODELO ESTRUCTURAL

La idealización de una estructura para efectuar un análisis paramétrico comprende las siguientes fases: postular el tipo de modelo de acuerdo a la disposición de datos en la estructura; estimar los parámetros desconocidos del modelo por medio de los registros experimentales; y validar la calidad de ajuste del modelo y los datos reales.

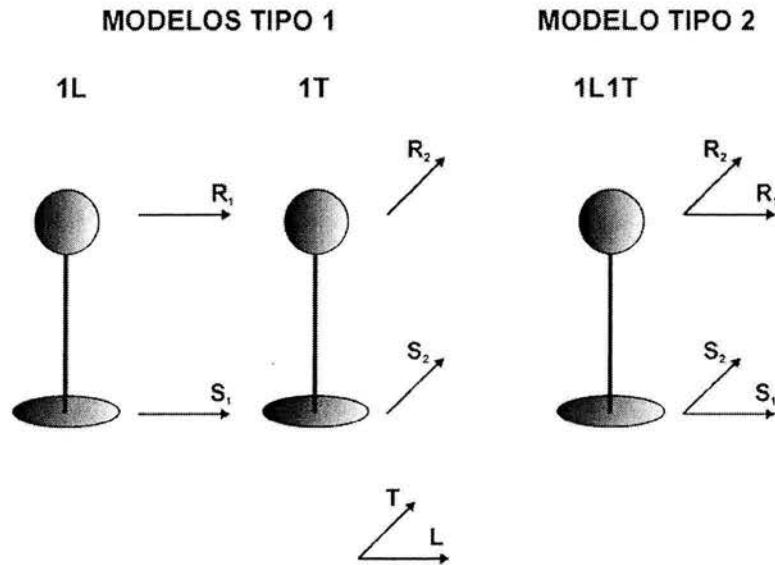
Para la determinación de los parámetros dinámicos en un sistema con múltiples entradas y salidas se siguen los pasos siguientes:

- Se definen las excitaciones y las respuestas. Estos registros de aceleración deben estar debidamente sincronizados y polarizados, es decir, empezar en el mismo instante de tiempo y estar en fase
- Se determina el tamaño de la ventana o intervalo de tiempo de análisis, de manera que se tenga una resolución adecuada en frecuencia. Por lo general se recomienda que el tamaño de la ventana sea al menos 3 veces el periodo de la estructura.
- Se prepara un archivo de datos que contiene una serie de parámetros iniciales que usualmente provienen de un estudio previo o de un análisis espectral de los registros de aceleración. Luego de analizar la primera ventana, los parámetros iniciales corresponden a los del intervalo de tiempo anterior.
- Se hace la identificación de cada modo buscando la convergencia del método, verificando que los valores a los cuales se llega sean razonables para el tipo de estructura y modo a identificar.

Como se ha mencionado anteriormente, para este trabajo se contó con registros de aceleración que se obtuvieron en la estructura durante el evento sísmico 04 – 1. Dado que aún no se concluye la instrumentación permanente del edificio, solamente se obtuvieron los registros corresponden a los puntos de azotea centro, sótano centro y terreno en direcciones T y L.

Las idealizaciones empleadas en este trabajo toman como excitación la historia de aceleraciones correspondiente al sótano, y como respuesta, el registro obtenido en azotea. Se usaron dos tipos de modelos para describir el comportamiento de la estructura; sin embargo, estos modelos estuvieron limitados por la carencia de registros en niveles intermedios o en puntos opuestos de un mismo nivel.

El primer tipo es un modelo que considera por separado los componentes T y L para el análisis, mientras que el segundo implica la consideración del análisis en direcciones T y L simultáneamente. En la figura 2.7 se muestran esquemáticamente los modelos empleados.



MODELO	EXCITACIÓN	RESPUESTA
1L	S_1	R_1
1T	S_2	R_2
1L1T	S_1, S_2	R_1, R_2

Figura 2.7 Modelos utilizados para el análisis paramétrico

En la figura 2.7, R_1 es la respuesta de traslación en L, medida en azotea; R_2 es la respuesta de traslación en T, medida en azotea; S_1 es la excitación de traslación en L medida en sótano y S_2 es la excitación de traslación en T medida en sótano.

El análisis paramétrico de los modelos tipo 1 permitirá la identificación del primer modo en traslación, en direcciones T y L. Asimismo, para el modelo tipo 2, se espera la identificación de las frecuencias fundamentales en direcciones T y L. Aunque no se cuenta con información de puntos opuestos en azotea que permitan hacer un modelo que considere la respuesta en torsión de la estructura, el programa de cómputo utilizado permite la identificación de modos superiores. De esta forma, se intenta encontrar la frecuencia fundamental de torsión en el modelo bidimensional, al indicarle una identificación de parámetros estructurales hasta un tercer modo de vibrar.

CAPÍTULO 3

PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA

En esta sección se presentan los resultados obtenidos al aplicar un análisis de tipo espectral a la información proveniente de las pruebas de vibración ambiental. Se identifican las principales frecuencias de vibrar de la estructura en las direcciones transversal (T) y longitudinal (L), así como la componente de torsión (R), para después trazar las configuraciones modales correspondientes a dichas frecuencias. También se determinan los porcentajes de amortiguamiento crítico que presenta la estructura según el método del factor de amplificación dinámico.

3.1 DETERMINACIÓN DE FRECUENCIAS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN Y CONFIGURACIONES MODALES

Para estimar las frecuencias fundamentales de la estructura en direcciones T y L, se siguió el procedimiento descrito en el capítulo anterior. Para la dirección T, se analizó la función de transferencia entre las señales de azotea norte y sótano norte, es decir el cociente $[AZ-N / SOT-N]$. En dicho cociente, se identificaron los intervalos de frecuencia correspondientes a los 3 primeros modos de vibración de la estructura (Fig. 3.1) y dichos intervalos de frecuencia fueron comprobados con la información de los niveles intermedios (Figs. 3.2 a 3.4). Asimismo, para la dirección L se analizó la información del cociente $[AZ-N / SOT-N]$, identificándose también 3 intervalos de frecuencia en la función de transferencia, correspondientes a los 3 primeros modos de vibración (Fig. 3.5). Nuevamente, los intervalos de frecuencia se comprobaron con la información de los niveles intermedios (Figs. 3.6 a 3.8).

Para la determinación de frecuencias fundamentales de torsión, se analizaron las señales entre el centro de la azotea y un punto extremo de la misma, por lo que se escogió el cociente $[AZ-N / AZ-C]$ (Fig. 3.9). Para complementar este análisis, también se llevó a cabo el procedimiento de escoger puntos opuestos en azotea e identificar las frecuencias fundamentales en la función de ángulo de fase. De esta manera, se analizaron las señales de azotea norte y azotea sur, es decir el cociente $[AZ-N / AZ-S]$ (Fig. 3.10). En ambos análisis se identificaron los mismos intervalos de frecuencia, correspondientes a los 2 primeros modos de vibrar de torsión, que después se comprobaron con información de niveles intermedios.

Se encontró con que existe acoplamiento entre la torsión de la estructura y la dirección transversal, ya que los posibles intervalos para modos superiores en torsión, aunque no fueron incluidos en este trabajo por la razón explicada arriba, se encuentran acoplados con los modos superiores en dirección transversal (Figura 3.11). Esta puede ser la razón por la que no se logró trazar las configuraciones modales para modos superiores al segundo en torsión.

Las frecuencias identificadas para modos de vibración en direcciones T, L y torsión, se resumen en la tabla 3.1.

Para los niveles AP – 1 y AP – 2 se hizo un análisis similar al anterior para encontrar sus principales frecuencias de vibración. Se consideró que los dos niveles apéndice actúan como un subsistema de

la estructura principal, con su base en la azotea del edificio (N-16) y el nivel AP – 2 como azotea del subsistema. Para los niveles apéndice no fue posible determinar las frecuencias de traslación en direcciones T ó L, pero sí se consiguió identificar la frecuencia correspondiente al primer modo de vibrar en torsión, 1.61 Hz (Figura 3.12). Esta frecuencia también se refleja en los registros de azotea y niveles intermedios, por lo cual es una propiedad dinámica importante de la estructura.

Tabla 3.1 Frecuencias en (Hz) y periodos en (s) correspondientes a los primeros modos de vibrar en dirección T, L y torsión

MODO	DIRECCIÓN T		DIRECCIÓN L		TORSIÓN	
	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	0.34	2.92	0.39	2.56	0.54	1.86
2	1.07 - 1.27	0.93 - 0.79	1.51 - 1.71	0.66 - 0.58	1.95 - 2.05	0.51 - 0.49
3	2.73 - 3.03	0.37 - 0.33	3.32 - 3.96	0.30 - 0.25		

También se trazaron las configuraciones modales correspondientes a las frecuencias anteriores, en direcciones T, L y torsión. El procedimiento seguido se explicó en el capítulo anterior; básicamente, la amplitud de la forma modal en un nivel se toma igual a la amplitud de la función de transferencia entre ese nivel y la base, normalizada respecto de la azotea, y la polaridad del movimiento se toma de acuerdo al valor del ángulo de fase.

Las configuraciones para la dirección T y L se muestran en las Figuras 3.13 y 3.14, respectivamente, y las configuraciones para el componente de torsión se muestran en la Figura 3.15.

3.2 DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE DE AMORTIGUAMIENTO

El porcentaje de amortiguamiento crítico, como se mencionó anteriormente, viene dado por la expresión

$$\xi = \frac{1}{2FAD_{\max}}$$

El factor de amplificación dinámico máximo (FAD_{\max}) se calculó mediante las funciones de transferencia [AZ-C / SOT-C] para un sistema de estructura empotrada ó [AZ-C / S] considerando un sistema suelo-estructura, en las direcciones ortogonales T y L. Los resultados indican que el amortiguamiento es mayor si se considera el sistema suelo-estructura comparado con la estructura empotrada. En la tabla 3.2 se presentan los porcentajes de amortiguamiento.

Tabla 3.2 Porcentajes de Amortiguamiento en direcciones T y L

SISTEMA	Amortiguamiento ξ (%)	
	DIRECCIÓN T	DIRECCIÓN L
Suelo-Estructura	1.64	1.67
Estructura	1.34	1.53

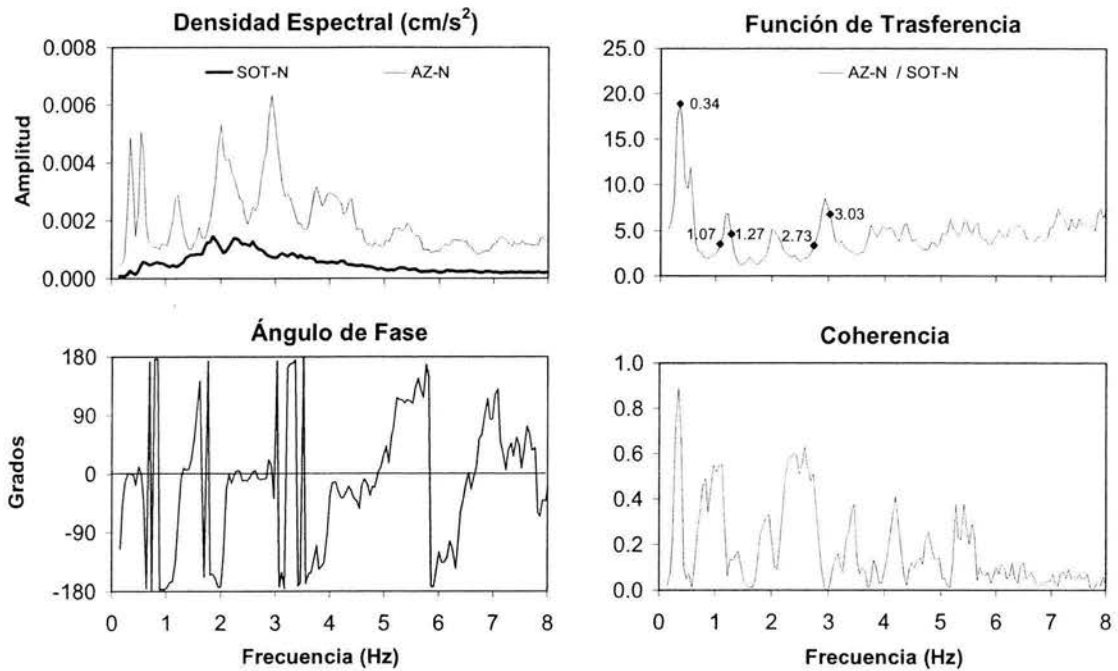


Figura 3.1 Densidades espectrales, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales de azotea norte (AZ-N) y sótano norte (SOT-N) en dirección T

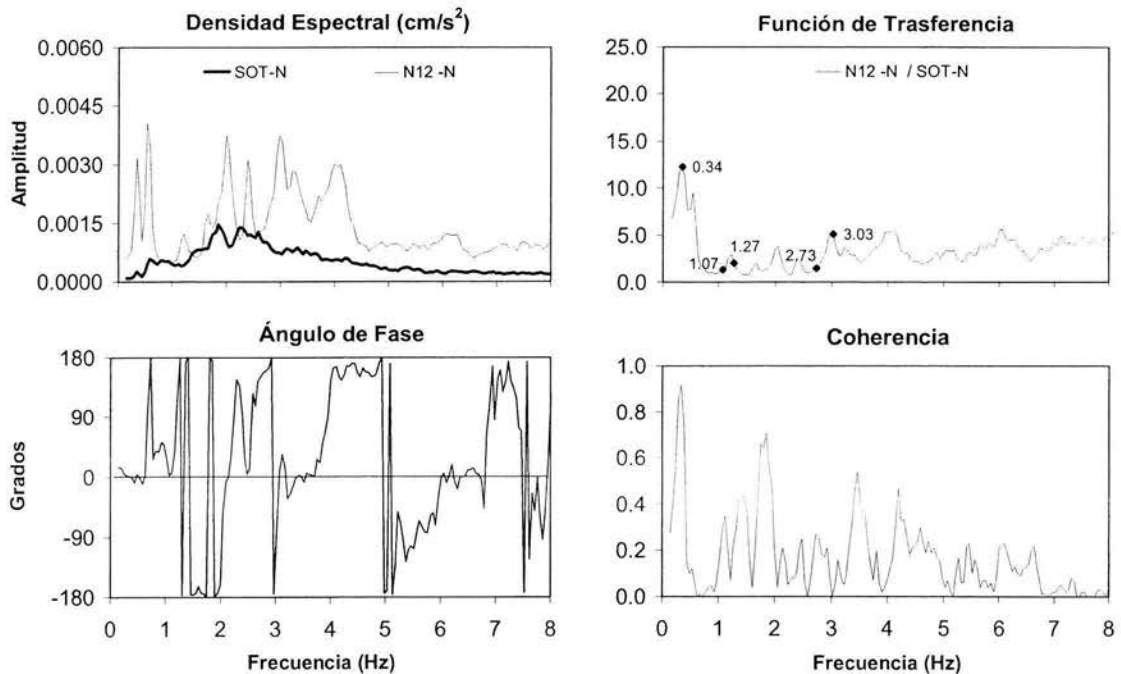


Figura 3.2 Densidades espectrales, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales del nivel 12 norte (N12-N) y sótano norte (SOT-N) en dirección T

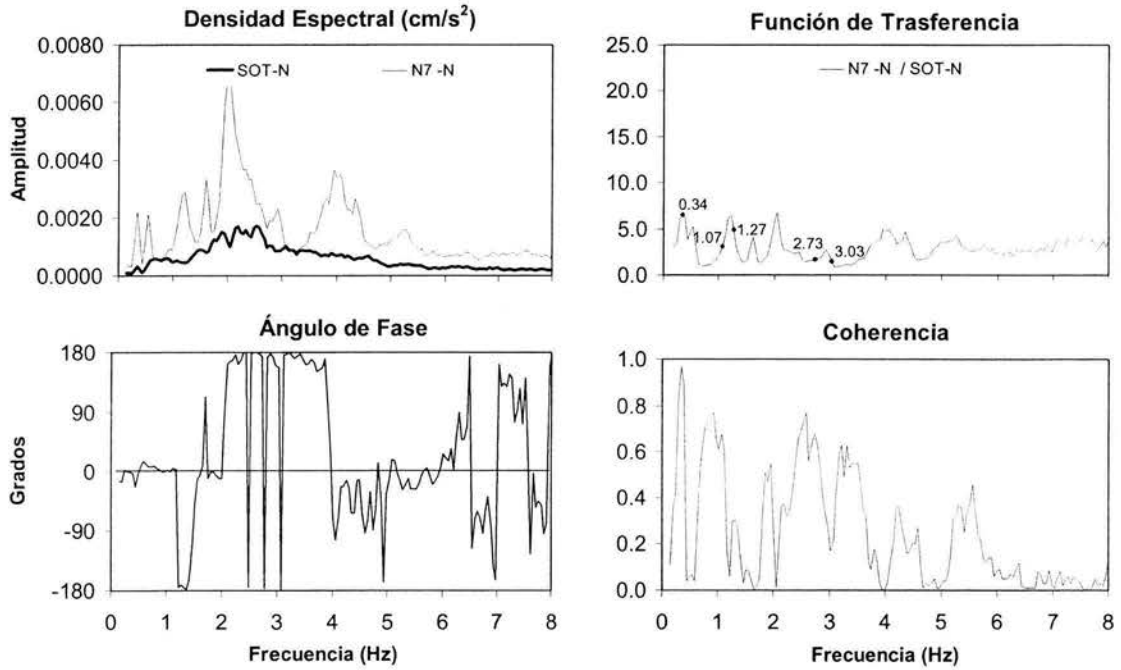


Figura 3.3 Densidades espectrales, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales del nivel 7 norte (N7-N) y sótano norte (SOT-N) en dirección T

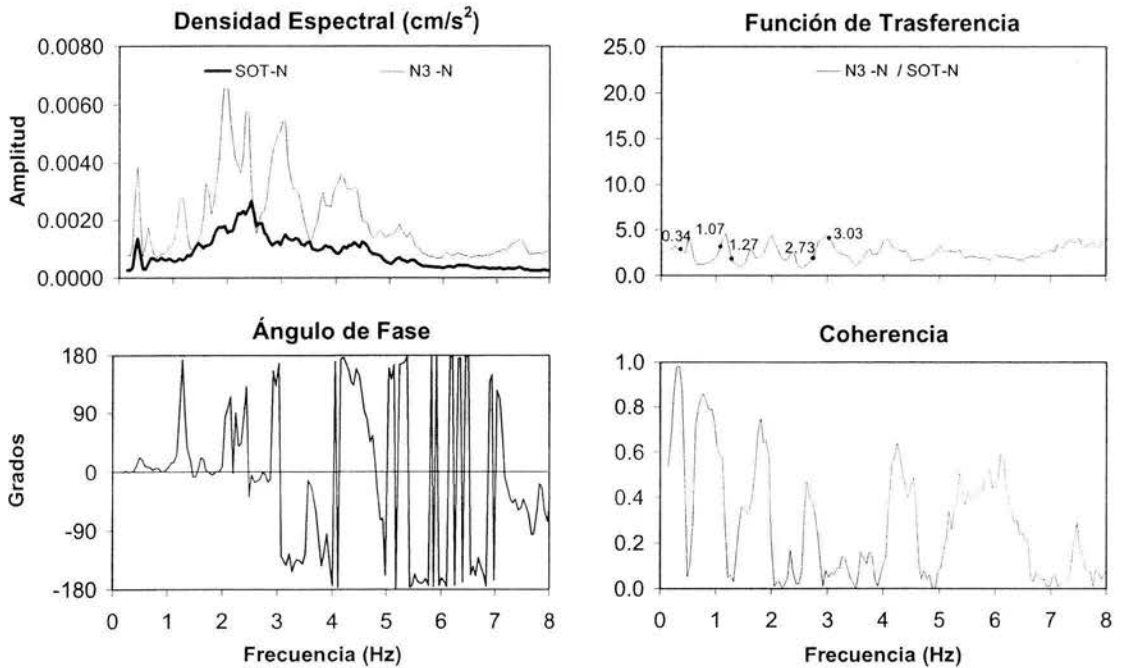


Figura 3.4 Densidades espectrales, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales del nivel 3 norte (N3-N) y sótano norte (SOT-N) en dirección T

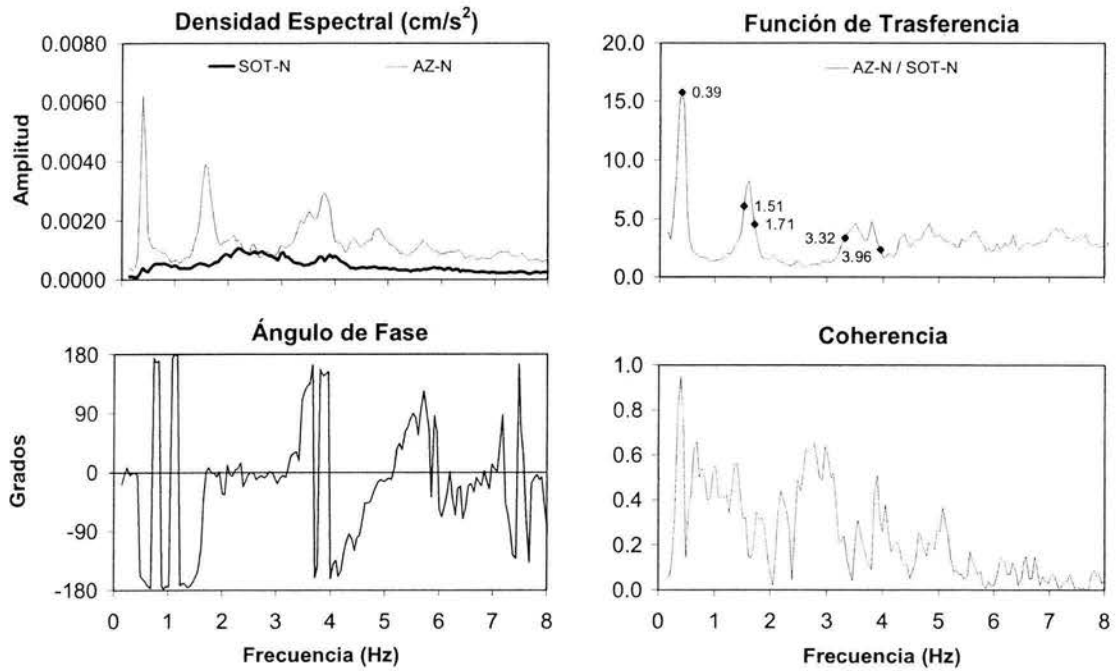


Figura 3.5 Densidades espectrales, función de traslación, ángulo de fase y coherencia de las señales de azotea norte (AZ-N) y sótano norte (SOT-N) en dirección L

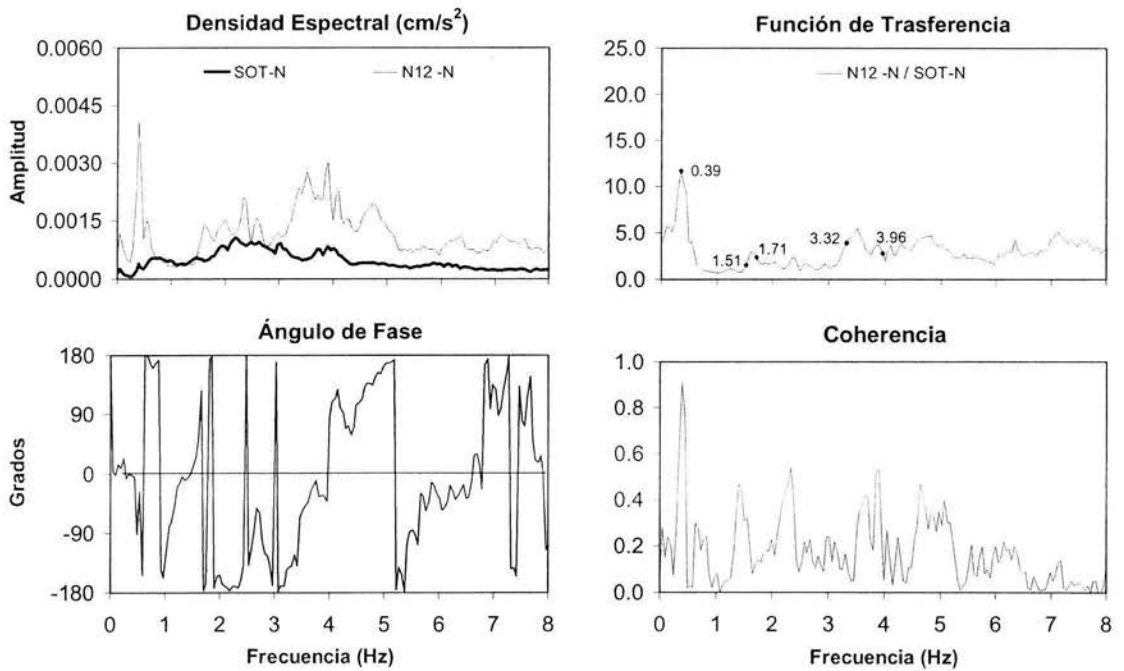


Figura 3.6 Densidades espectrales, función de traslación, ángulo de fase y coherencia de las señales del nivel 12 norte (N12-N) y sótano norte (SOT-N) en dirección L

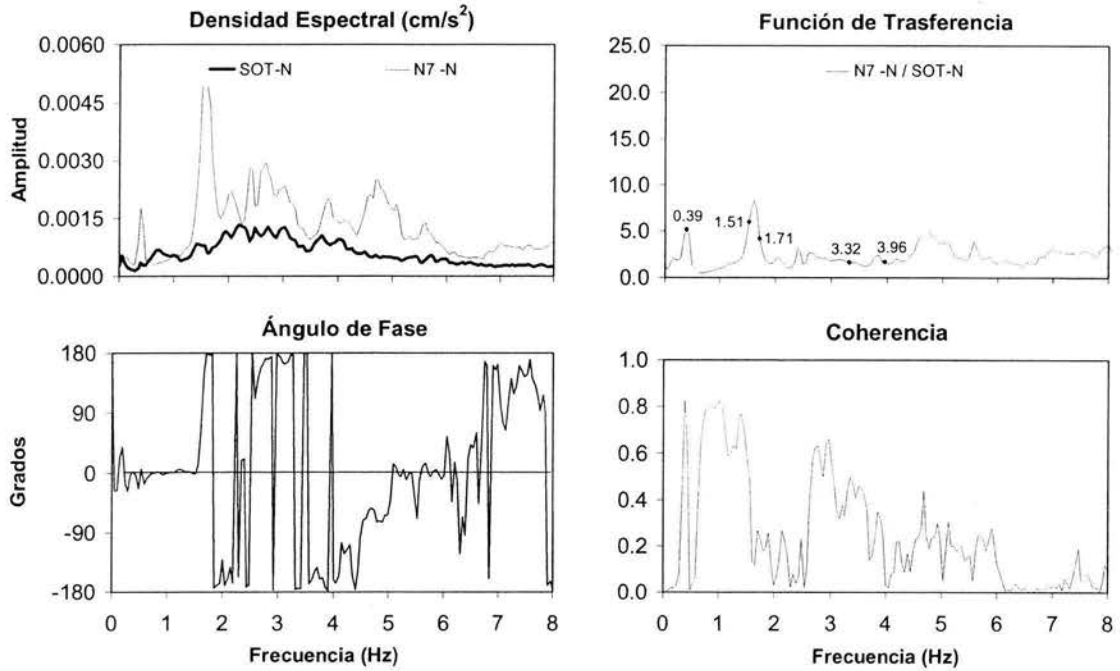


Figura 3.7 Densidades espectrales, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales del nivel 7 norte (N7-N) y sótano norte (SOT-N) en dirección L

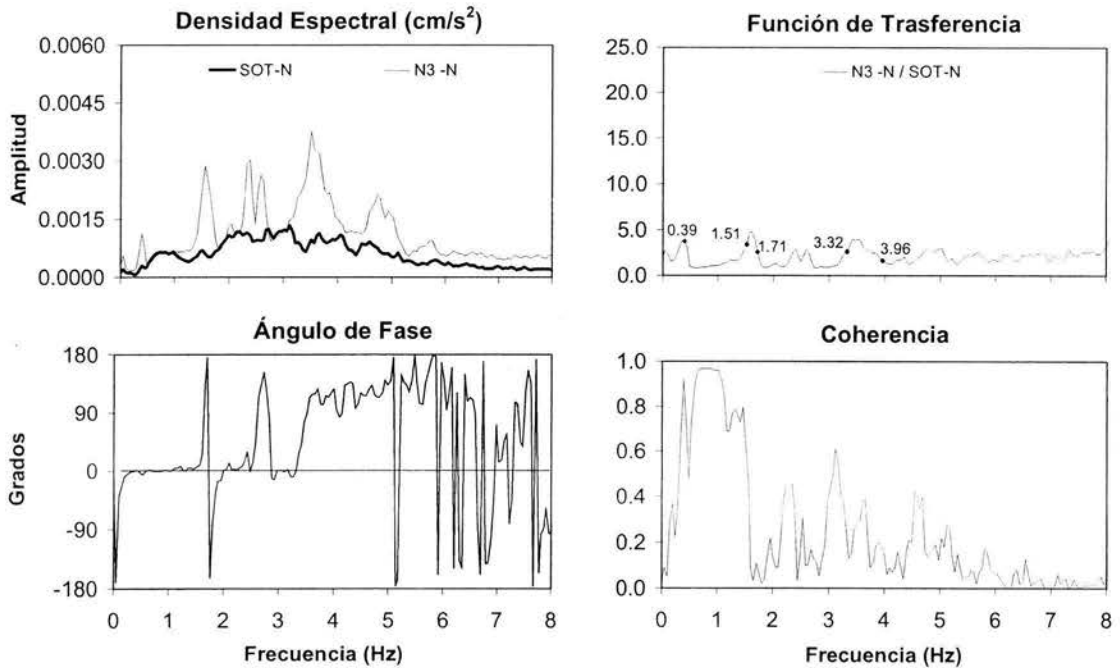


Figura 3.8 Densidades espectrales, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales del nivel 3 norte (N3-N) y sótano norte (SOT-N) en dirección L

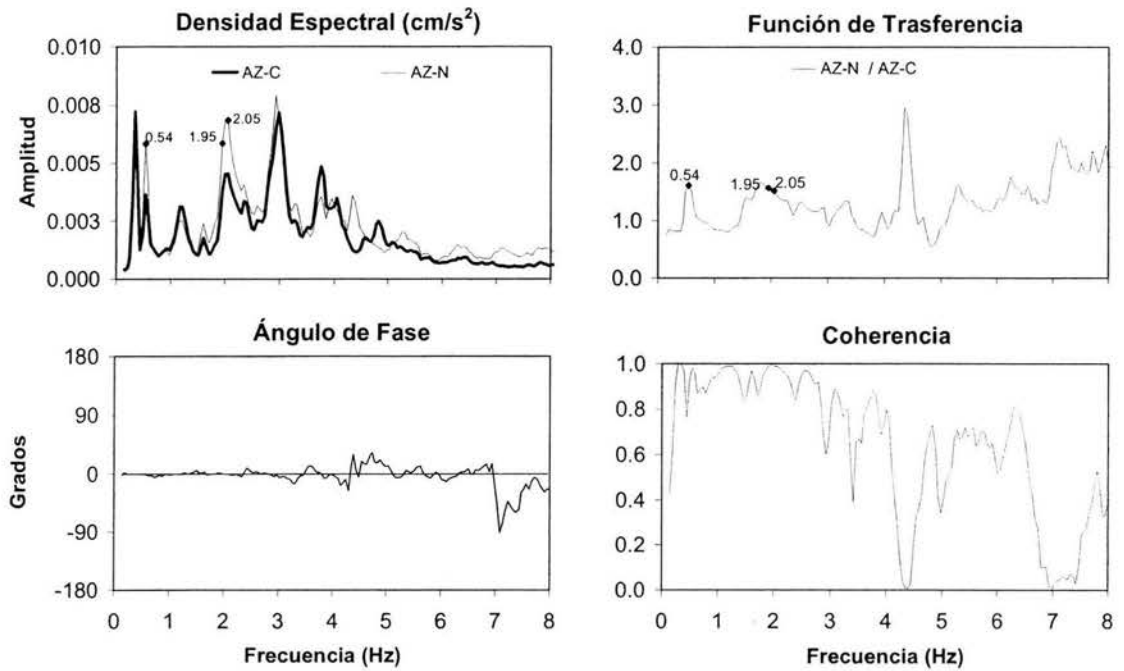


Figura 3.9 Densidades espectrales, función de tránsito, ángulo de fase y coherencia de las señales de azotea norte (AZ-N) y azotea centro (AZ-C)

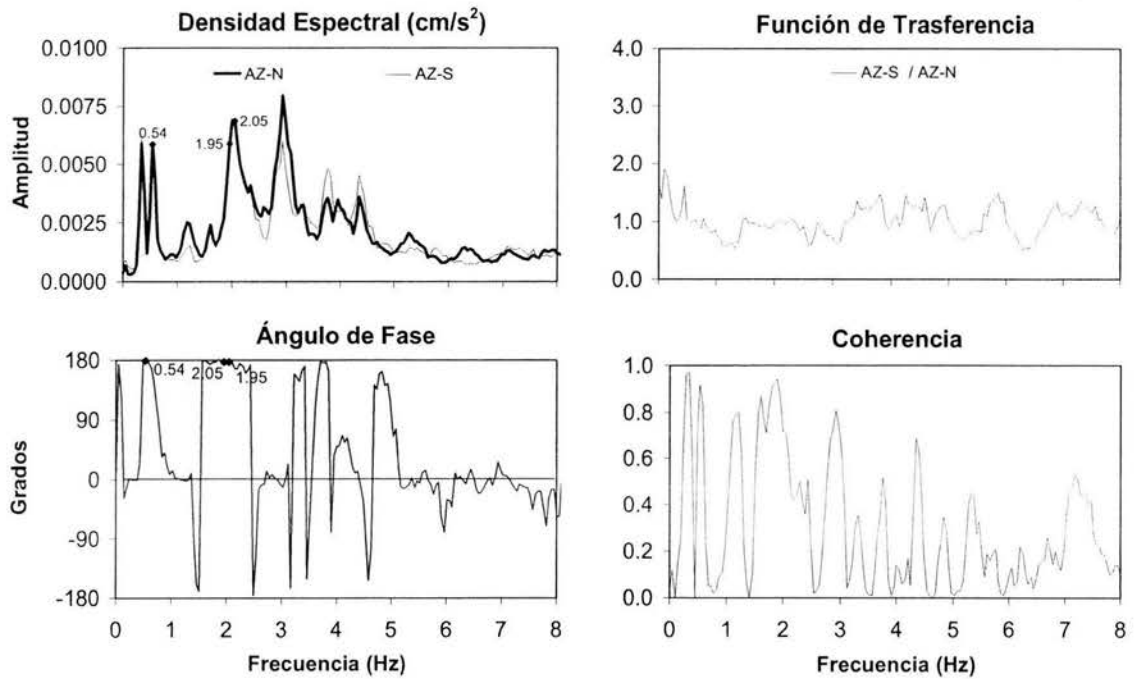


Figura 3.10 Densidades espectrales, función de tránsito, ángulo de fase y coherencia de las señales de azotea norte (AZ-N) y azotea sur (AZ-S)

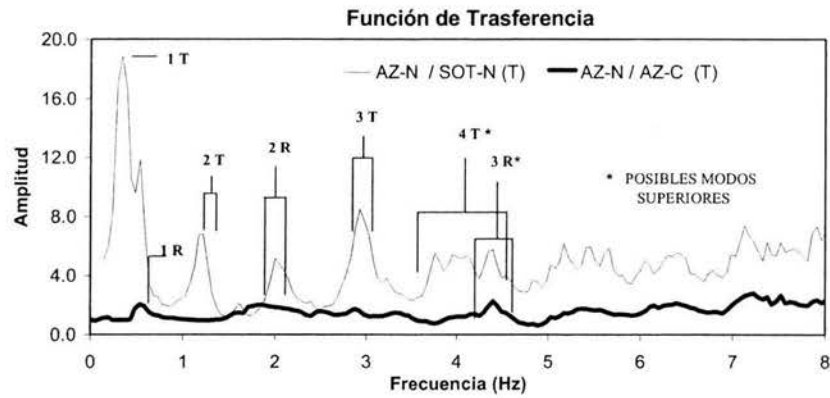


Figura 3.11 Comparación entre funciones de transferencia que muestran el acoplamiento entre las frecuencias de vibración en dirección T y en torsión

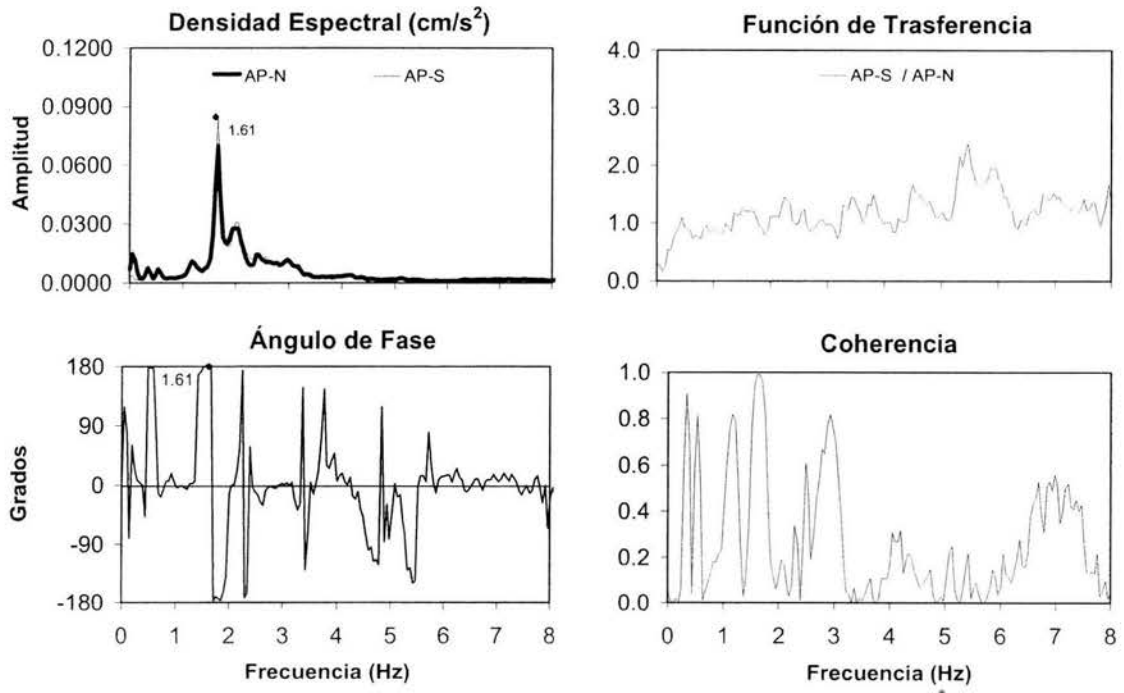


Figura 3.12 Densidades espectrales, función de transferencia, ángulo de fase y coherencia de las señales del apéndice AP2-N y AP2-S en dirección T

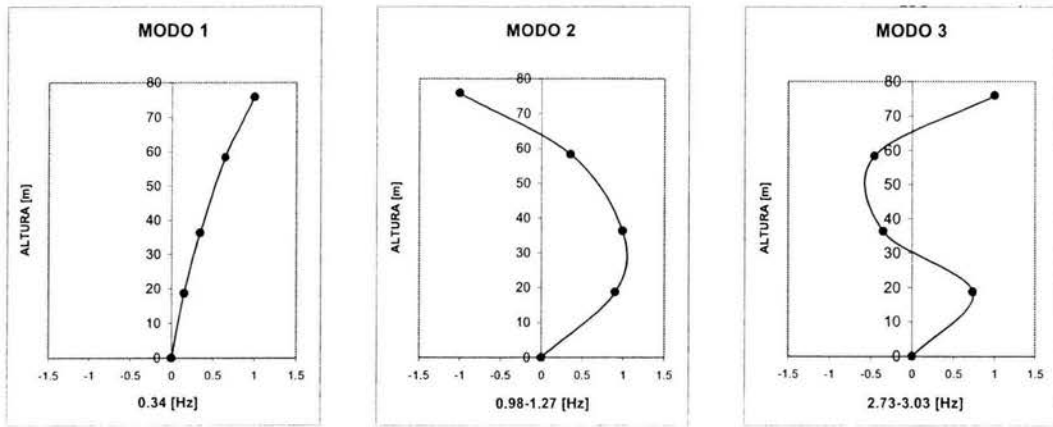


Figura 3.13 Configuraciones modales para la dirección T

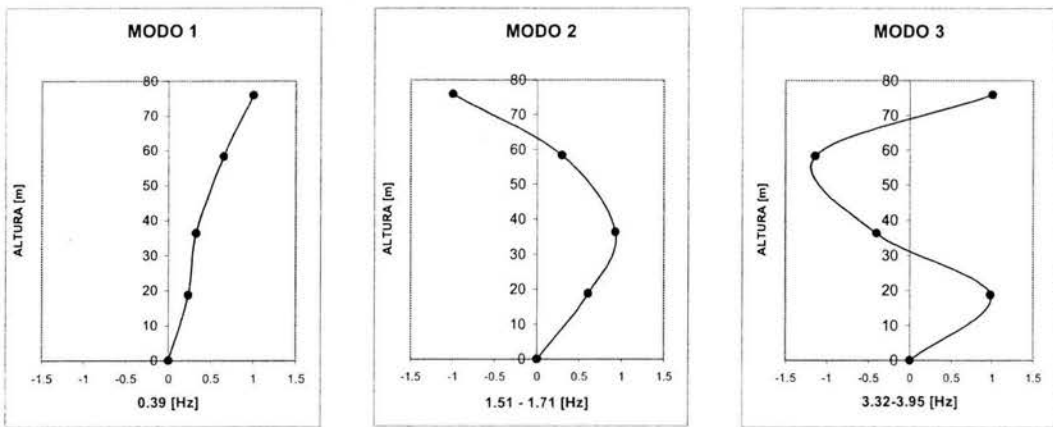


Figura 3.14 Configuraciones modales para la dirección L

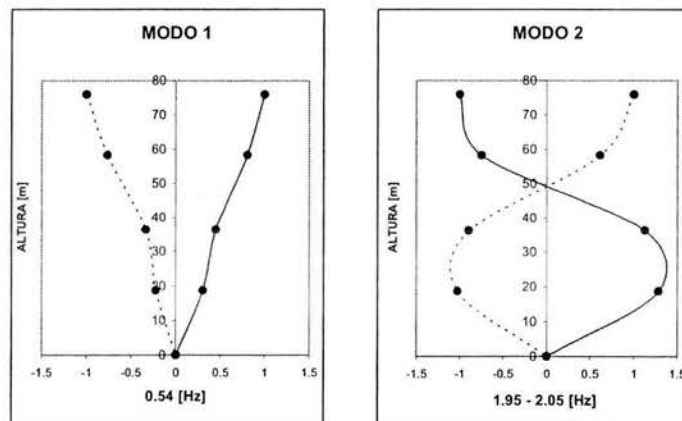


Fig. 3.15 Configuraciones modales de torsión

3.3 COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS OBTENIDOS Y OTROS ESTUDIOS REALIZADOS AL EDIFICIO

3.3.1 COMPARACIÓN ENTRE PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

En la torre de Telecomunicaciones de la SCT se han llevado a cabo diversos estudios sobre sus propiedades dinámicas. Se mencionan los informes de Rodríguez Cuevas (1987) y Trigos Suárez et. al. (1987 y 1998); asimismo, el 22 de marzo de 2004 entró en operación una instrumentación sísmica provisional en el edificio, consistente en acelerómetros triaxiales en azotea, sótano y terreno; con dichos aparatos se realizó una prueba de vibración ambiental (VA-II) en abril de 2004.

En la tabla 3.3 se presenta una comparación entre las frecuencias fundamentales de vibración que se obtuvieron en el presente trabajo (Vibración Ambiental de Marzo de 2004) y los estudios antes referidos.

Tabla 3.3 Frecuencias de vibración en (Hz) obtenidas en el presente estudio y comparación entre pruebas realizadas con anterioridad.

Prueba	Fecha	DIRECCIÓN T			DIRECCIÓN L			TORSIÓN		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	Ago-86	0.56	1.76	3.76	0.40	1.68	3.60	2.08	4.32	7.08
2	Mar-87	0.32	1.12	2.38	0.40	1.59	2.63	0.52	2.00	3.85
3	Oct-98	0.35-0.36	1.15-1.20		0.39-0.40	1.54-1.55		0.51-0.56	1.95-1.99	
4	Mar-04	0.34	1.07-1.27	2.73-3.03	0.39-0.41	1.51-1.71	3.32-3.96	0.54	1.95-2.05	
5	Abr-04	0.29-0.38	1.05-1.27	2.9-3.05	0.35-0.42	1.60-1.71	3.33-3.66	0.53-0.58	1.91-1.98	3.11-3.25

De manera general se observa que de agosto de 1986 a abril de 2004, las frecuencias de la estructura no han sufrido cambios significativos. Sólo se aprecian diferencias entre las frecuencias en los componentes T y torsión con respecto al estudio realizado durante agosto de 1986. En dirección L, las diferencias son muy pequeñas.

Las diferencias que existen con las frecuencias en los componentes T y torsión obtenidas en agosto de 1986, se atribuye a errores en la interpretación o de transcripción de los valores en el informe citado ya que de la información técnica proporcionada no hay ninguna evidencia que justifique tal diferencia.

3.3.2 COMPARACIÓN ENTRE PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL Y RESPUESTA SÍSMICA DEL EDIFICIO

En esta sección se comparan las frecuencias fundamentales del edificio obtenidas mediante las pruebas de vibración ambiental, y las frecuencias que se identificaron al realizar un análisis espectral a los registros sísmicos que se obtuvieron durante el evento 04 – 1, cuyas características se resumen en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Características principales del sismo

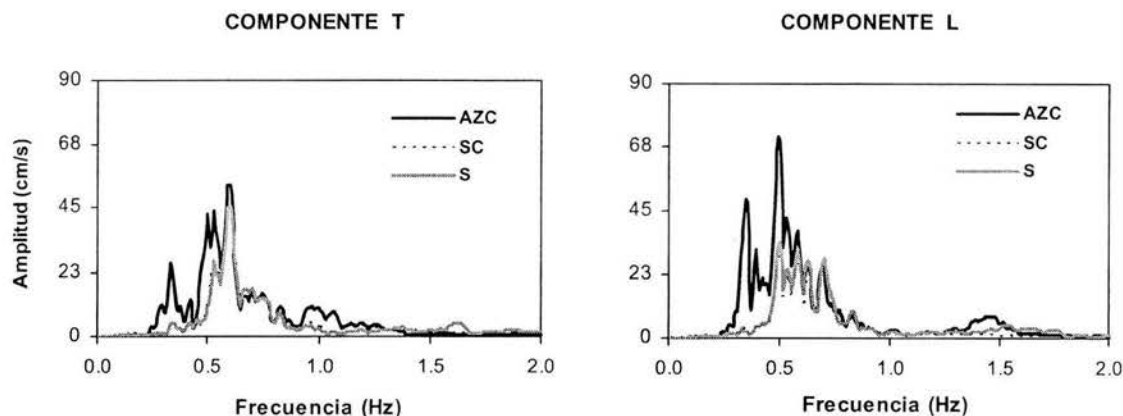
Evento	Localización	Fecha Local	M	Distancia Epicentral (km)	I _{ARIAS} (cm/s)	A _{MAX} Terreno (cm/s ²)	A _{MAX} Edificio (cm/s ²)
04-I	Oaxaca	14/06/2004	5.8	396	1.04	8.68	13.68

Para determinar las frecuencias de vibración más significativas se calcularon los espectros de Fourier de los componentes horizontales de cada registro obtenido (Figura 3.16) y los cocientes espectrales entre azotea y sótano (Figura 3.17), azotea y terreno (Figura 3.18) y sótano y terreno. Los cocientes espectrales de los componentes T y L entre azotea (AZ-C) y terreno (S) se emplearon para identificar las frecuencias fundamentales de vibración en dichas componentes y en torsión. Finalmente, se hizo una comparación entre el cociente espectral de azotea y sótano (AZ-C / SOT-C) que se obtuvo en las pruebas de vibración ambiental del presente estudio (VA-I) y el que se obtuvo a partir del evento sísmico 04 – 1 (Figura 3.19). En la comparación se observa que las frecuencias asociadas con las ordenadas máximas del evento sísmico son ligeramente menores a las correspondientes de vibración ambiental. Esto debido a que, durante el sismo, el edificio pierde algo de su rigidez, y al hacerse más flexible se produce una elongación de su periodo y un acortamiento de sus frecuencias fundamentales.

En la tabla 3.5 se muestran las frecuencias de vibración obtenidas mediante vibración ambiental del presente estudio (VA-I), la vibración ambiental llevada a cabo mediante la instrumentación de acelerógrafos provisionales (VA-II) y a partir de los análisis de los registros sísmicos del evento 04 – 1.

Tabla 3.5. Comparación de las frecuencias fundamentales en Hz

EVENTO	COMPONENTES		
	T	L	TORSIÓN
VA - I	0.34	0.39	0.54
VA - II	0.29 - 0.38	0.35 - 0.42	0.53 - 0.58
04 - 1	0.30	0.35	0.46 - 0.48

**Figura 3.16 Espectros de Fourier de azotea, sótano y terreno en direcciones T y L**

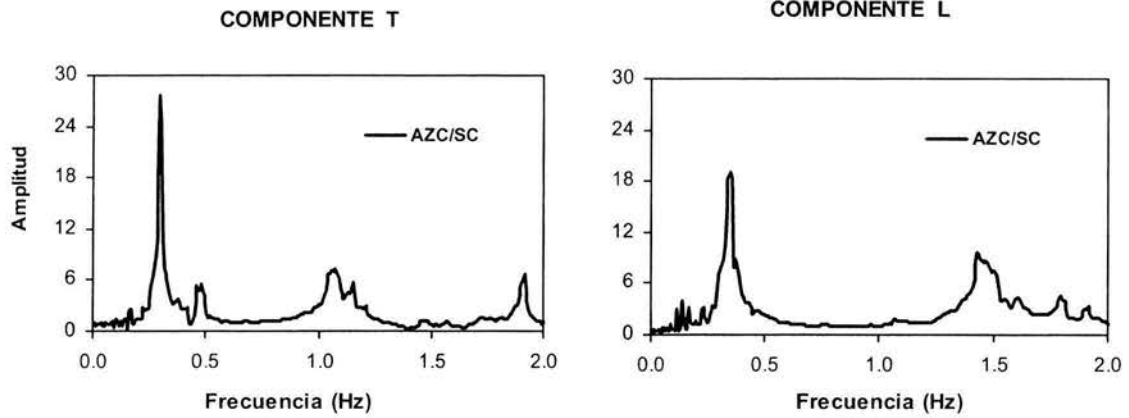


Figura 3.17 Funciones de transferencia entre azotea y sótano en direcciones T y L

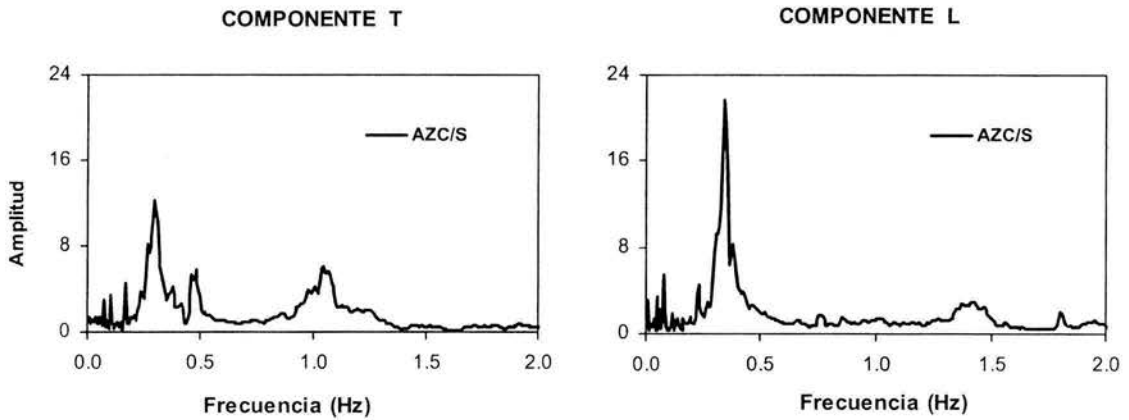
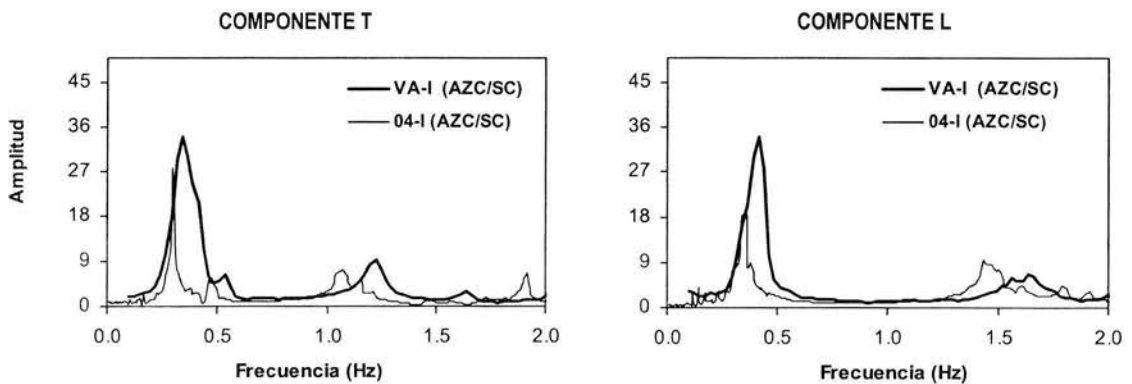


Figura 3.18 Funciones de transferencia entre azotea y terreno en direcciones T y L



VA-I Vibración ambiental con servo acelerómetros

Figura 3.19 Comparación entre funciones de transferencia de azotea y terreno en direcciones T y L, entre la prueba de vibración ambiental VA-I y el evento sísmico 04 - 1

3.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS PARAMÉTRICO

Se aplicó un análisis paramétrico a la información obtenida en la estructura durante el evento sísmico 04 – 1, con el fin de comparar los resultados que se generaron en el análisis no paramétrico. Como se mencionó en el capítulo 2, se hicieron dos tipos de modelos del sistema estructural. El primer tipo de modelos relacionan una excitación en sótano y una respuesta en azotea, en las direcciones T y L del edificio. El segundo tipo de modelo involucra simultáneamente excitaciones y respuestas en direcciones T y L, constituyendo un análisis bidimensional de la estructura. Con este modelo fue posible, mediante el programa de cómputo utilizado, identificar la frecuencia fundamental de torsión.

Los valores iniciales para el análisis paramétrico fueron los obtenidos en la prueba de vibración ambiental. Se eligieron ventanas de 10 segundos para descomponer el registro sísmico, que tuvo una duración de 90 segundos. El resumen de la información sobre frecuencias y porcentajes de amortiguamiento crítico se encuentra en la tabla 3.6. En la tabla 3.7 se muestran las frecuencias, amortiguamientos, porcentajes de contribución del modo fundamental y el error relativo determinados para cada ventana de análisis, en cada uno de los modelos. Las Figuras 3.20 y 3.21 muestran en forma gráfica la información anterior. La comparación entre las respuestas reales y calculadas mediante el análisis paramétrico se encuentra en las Figuras 3.22 y 3.23.

Tabla 3.6 Frecuencias de vibración y porcentajes de amortiguamiento crítico, estimados con el análisis paramétrico para el evento sísmico 04 - 1

MODELOS TIPO 1

MODO	FRECUENCIAS (Hz)			
1	COMPONENTE T		COMPONENTE L	
	$f_{\min} - f_{\max}$	f_{promedio}	$f_{\min} - f_{\max}$	f_{promedio}
	0.30 - 0.45	0.35	0.35 - 0.41	0.38

MODO	AMORTIGUAMIENTO (%)			
1	COMPONENTE T		COMPONENTE L	
	$\xi_{\min} - \xi_{\max}$	ξ_{promedio}	$\xi_{\min} - \xi_{\max}$	ξ_{promedio}
	2.03 - 7.53	4.88	1.12 - 10.36	6.19

MODELO TIPO 2

MODO	FRECUENCIAS (Hz)					
1	COMPONENTE T		COMPONENTE L		TORSIÓN	
	$f_{\min} - f_{\max}$	f_{promedio}	$f_{\min} - f_{\max}$	f_{promedio}	$f_{\min} - f_{\max}$	f_{promedio}
	0.28 - 0.37	0.33	0.35 - 0.44	0.38	0.41 - 0.54	0.47

MODO	AMORTIGUAMIENTO (%)					
1	COMPONENTE T		COMPONENTE L		TORSIÓN	
	$\xi_{\min} - \xi_{\max}$	ξ_{promedio}	$\xi_{\min} - \xi_{\max}$	ξ_{promedio}	$\xi_{\min} - \xi_{\max}$	ξ_{promedio}
	2.50 - 11.1	5.92	1.11 - 5.34	3.25	2.50 - 5.00	4.65

Tabla 3.7 Variación de los parámetros dinámicos estimados con el análisis paramétrico a lo largo del evento sísmico 04 – 1, para los modelos tipo 1

MODO	VENTANAS	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	TIEMPO (s)	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-89
1L	f (Hz)	0.389	0.405	0.388	0.357	0.359	0.365	0.382	0.380	0.351
1T	f (Hz)	0.328	0.370	0.357	0.298	0.351	0.448	0.345	0.349	0.324
1L	ξ (%)	2.749	5.248	5.000	8.231	10.359	8.627	8.783	1.120	5.583
1T	ξ (%)	5.000	2.026	2.026	5.345	5.345	3.715	6.449	6.449	7.527
1L	error (%)	76.237	36.531	8.231	30.245	34.905	33.945	17.599	31.514	23.990
1T	error (%)	80.392	67.008	29.112	37.006	49.982	53.104	43.827	47.433	21.568
1L	contribución (%)	41.879	86.654	30.245	90.853	87.814	88.489	96.903	90.069	94.244
1T	contribución (%)	35.371	55.099	91.525	86.306	75.018	71.798	80.792	77.501	95.348

Tabla 3.8 Variación de los parámetros dinámicos estimados con el análisis paramétrico a lo largo del evento sísmico 04 – 1, para el modelo tipo 2

MODO	VENTANAS	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	TIEMPO (s)	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90
1L	f (Hz)	0.359	0.376	0.375	0.355	0.443	0.389	0.365	0.374	0.347
1T	f (Hz)	0.279	0.304	0.370	0.326	0.341	0.323	0.346	0.306	0.338
1R	f (Hz)	0.408	0.415	0.538	0.452	0.535	0.480	0.496	0.474	0.452
1L	ξ (%)	2.50	2.00	2.50	1.24	5.00	1.11	5.34	5.00	4.57
1T	ξ (%)	5.00	4.00	5.00	2.50	4.68	4.05	11.10	9.99	6.97
1R	ξ (%)	5.00	5.00	5.00	2.50	5.00	5.00	5.00	5.00	4.32
1L	error (%)	75.86	33.13	50.28	22.71	27.40	28.23	18.32	28.47	20.03
1T	error (%)	78.21	65.79	27.35	22.98	31.70	33.15	31.45	33.64	28.07
1L	contribución (%)	37.49	88.01	30.54	82.53	14.88	85.30	89.65	84.65	33.10
1T	contribución (%)	33.83	39.00	89.47	39.20	78.51	20.43	42.68	16.98	1.81

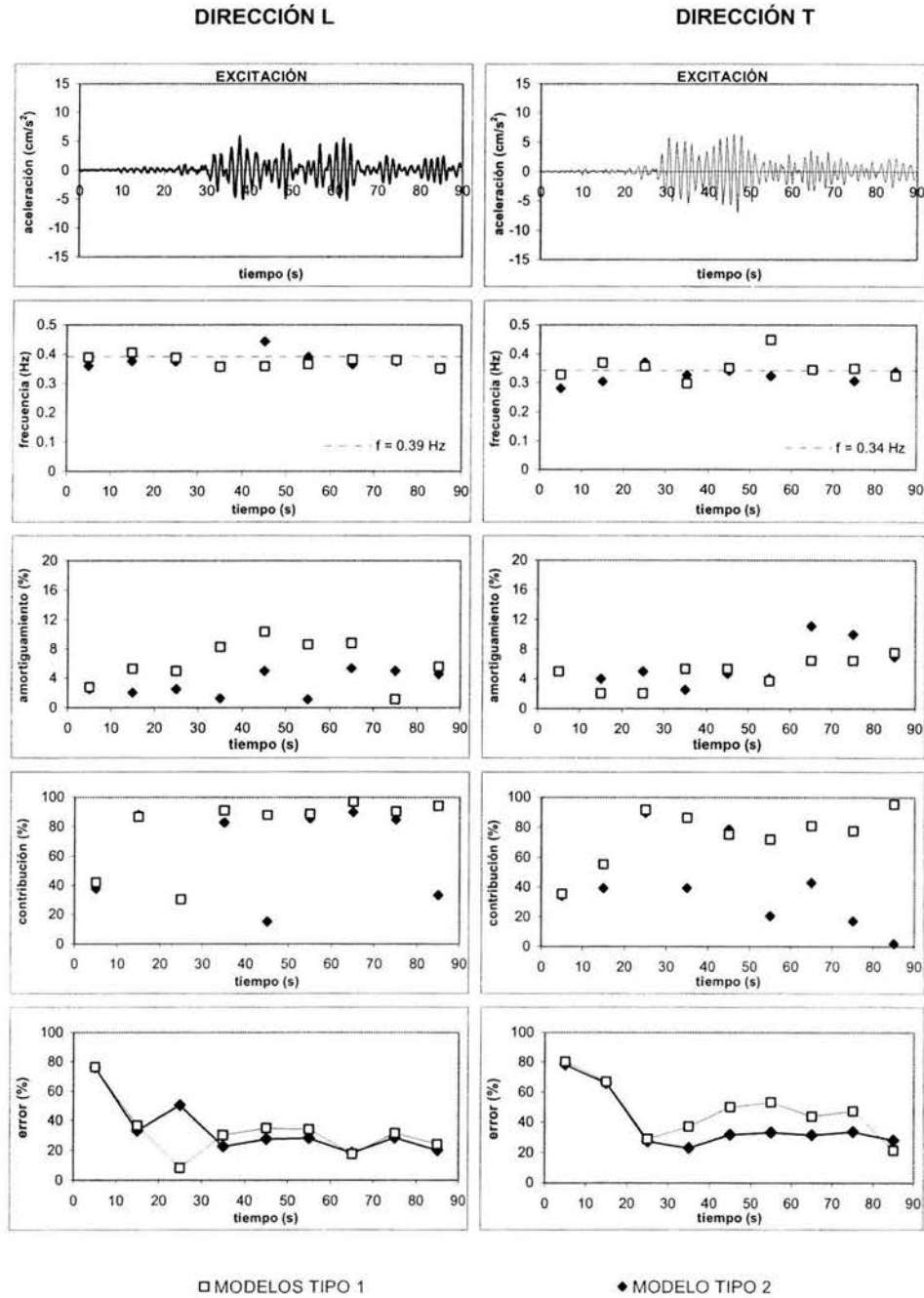


Figura 3.20 Variación de los parámetros dinámicos en el edificio, en direcciones L y T, estimada mediante el análisis paramétrico

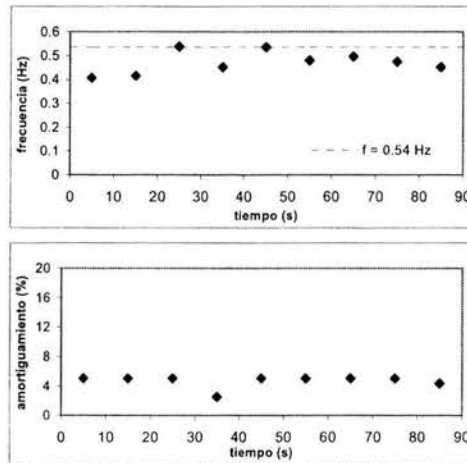


Figura 3.21 Variación de la frecuencia fundamental y el porcentaje de amortiguamiento crítico, para la componente de torsión, estimada mediante el análisis paramétrico con el modelo tipo 2

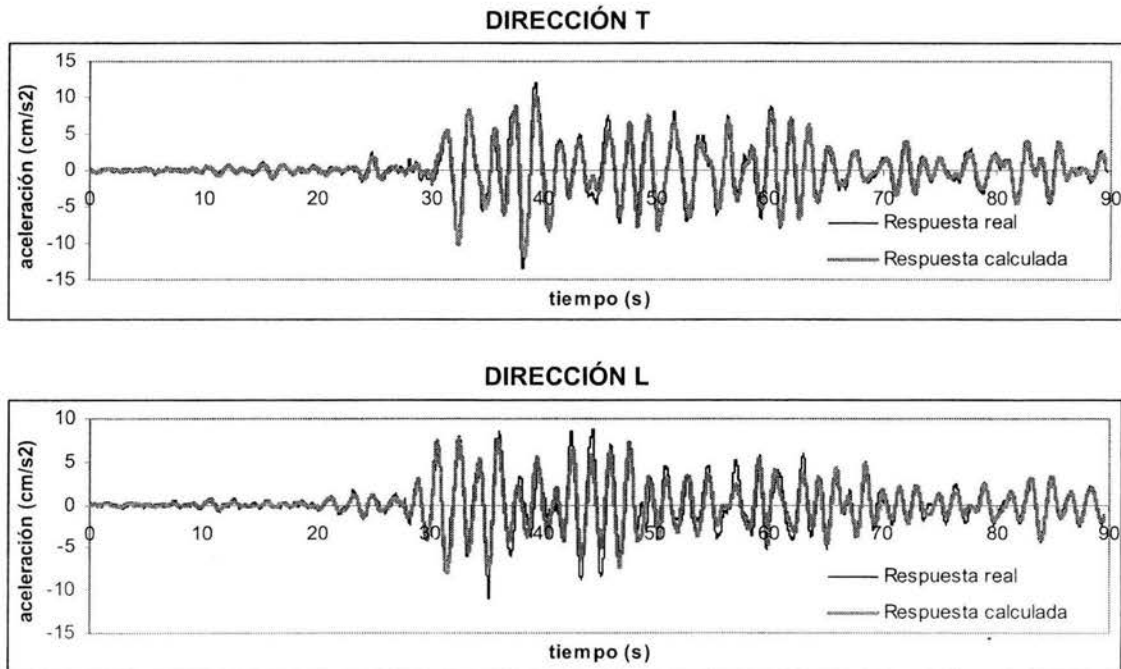


Figura 3.22 Comparación entre respuestas reales y calculadas por medio del análisis paramétrico en direcciones T y L con los modelos tipo 1

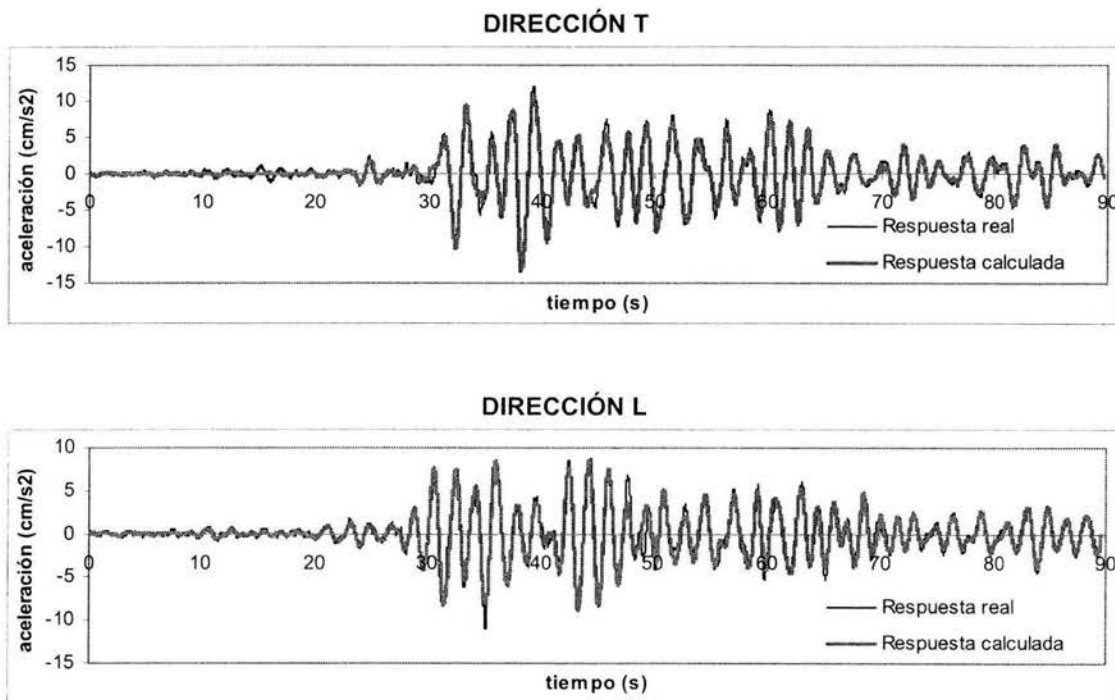


Figura 3.23 Comparación entre respuestas reales y calculadas por medio del análisis paramétrico en direcciones T y L con el modelo tipo 2

Como puede observarse en las tablas 3.8 y 3.9, los porcentajes de error son menores para el modelo bidimensional (tipo 2). Otros estudios de este tipo (Palacios, 2003) recomiendan que los resultados se consideren confiables cuando el error no supere el 40%. Los errores promedio para el modelo bidimensional son 33.82% en dirección L y 39.15% en dirección T, mientras que para los modelos planos, para las mismas direcciones, son de 32.58% y 47.71%. A partir de estos resultados, se concluye que el modelo bidimensional de la estructura es el más representativo de su comportamiento.

En la figura 3.20 y 3.21 se presentan gráficamente, entre otros resultados, las frecuencias y fracciones de amortiguamiento crítico identificados para el primer modo de vibración en cada componente. Se aprecia que en el evento sísmico hay variación de las propiedades dinámicas, destacando la reducción del valor de las frecuencias de vibración durante algunas ventanas de tiempo. Esto significa que en dichos intervalos, la estructura pierde un cierto porcentaje de su rigidez, traducido como una elongación de su periodo fundamental; las disminuciones globales de la frecuencia para las componentes L, T y torsión, para el modelo bidimensional, son 3, 5 y 12 por ciento. Los porcentajes de amortiguamiento crítico calculados, para el modelo bidimensional, tienen valores muy variables que oscilan entre 1 y 11 por ciento; este parámetro se dificulta estimarlo con buena aproximación, pues depende de diversas variables que tienen elevadas incertidumbres, así como de la calidad de los registros y el método de cálculo. En cuanto a las respuestas estructurales calculadas con el método paramétrico, se observa que existe una mejor aproximación con el modelo bidimensional, lo cual puede apreciarse en las Figuras 3.17 y 3.18.

CAPITULO 4

EFFECTOS DE INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

4.1 ANTECEDENTES Y CONCEPTOS PRELIMINARES

Es común que en el diseño o la revisión estructural de un edificio se suponga un empotramiento en la base al realizar el análisis sísmico. Esta suele ser una hipótesis bastante cercana a la realidad en especial al tratarse de suelos de cimentación lo suficientemente rígidos para despreciar los movimientos relativos entre la cimentación y el terreno. Se puede decir que la respuesta sísmica de la estructura y en especial el movimiento de su base dependen en gran medida de las propiedades del subsuelo y las características de la cimentación.

Los efectos ISE en la respuesta sísmica de un edificio fueron abordados por primera vez por Martell en 1940. En los años 50 Merritt y Housner examinaron de nuevo este efecto, usando registros obtenidos en un edificio y en su cercanía (Roesset, et al, 2003).

La flexibilidad del suelo-cimentación y los efectos ISE pueden llegar a ser importantes al tratarse de terrenos blandos (por ejemplo la zona lacustre de valle de México). Analíticamente se manifiesta en la concordancia entre el periodo fundamental del suelo y el de la estructura.

Al hablar de efectos ISE nos referimos a un cambio en el comportamiento dinámico de la estructura, en específico en el periodo propio del sistema y en el amortiguamiento efectivo. Ambos, al no considerarse una base rígida suelen aumentar.

En el apéndice C se describen de manera más detallada, los aspectos más importantes y los métodos más utilizados en la determinación de los efectos ISE.

Experimentalmente la importancia de los efectos ISE se refleja en los cocientes entre los registros del sótano y del terreno en los componentes ortogonales de movimiento. Estos cocientes indican si el movimiento en la base se amplifica o no respecto al del terreno y revelan la presencia de efectos ISE. En la figura 4.1 se muestran las funciones de transferencia entre sótano y terreno (SÓT/S).

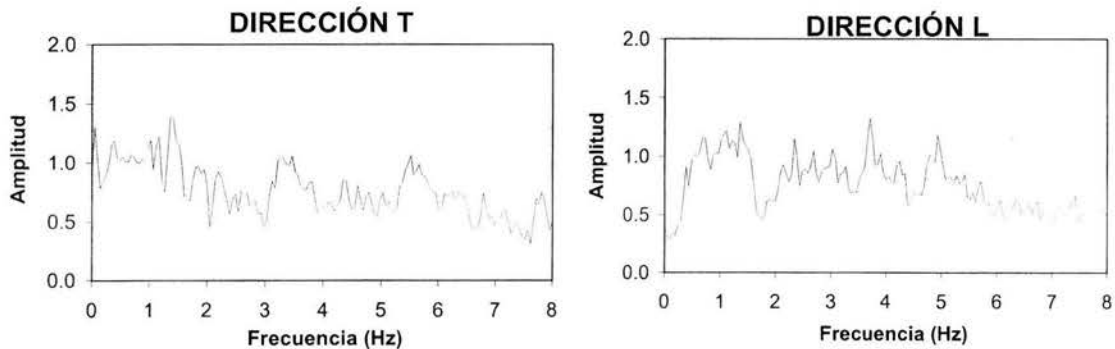


Figura 4.1 Comparación de las funciones de transferencia obtenidas entre sótano (SÓT) y terreno (S) en las direcciones T y L

Del análisis no paramétrico también podemos detectar de manera preliminar la presencia de efectos ISE, al existir diferencias entre las frecuencias correspondientes a las amplitudes máximas de las funciones de transferencia entre AZ/SOT y AZ/TERR (figura 4.2)

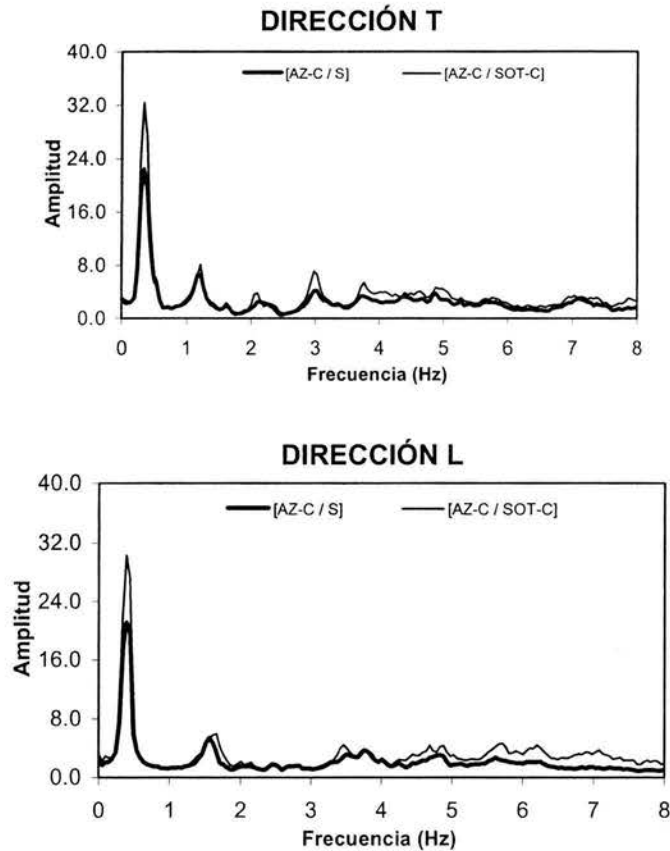


Figura 4.2 Comparación entre las funciones de trasferencia de los puntos azotea (AZ-C), sótano (SOT-C) y terreno (S), en las direcciones T y L

4.2 EL MÉTODO DE LUCO

Como se expone en el apéndice C, el nivel de aproximación del análisis de los efectos ISE dependerá en gran medida de lo complejo que sea el modelo. En el método de Luco se plantea un modelo simplificado, de fácil aplicación. Consiste en considerar, aparte de los grados de libertad propios de la estructura, otros cinco grados de libertad en la base. Este método se base solamente en la participación de los modos fundamentales, traslación en las dos direcciones de análisis y una torsión.

Se considerará un modelo en donde su traslación total es el resultado de la suma de los movimientos de los componentes del sistema. Estos movimientos son: traslación en la base (U_0) cabeceo de la base ($h_j\theta$) y uno de traslación en la estructura (U_j). Y la torsión total será el resultado de la suma de la torsión en la base mas la torsión en la azotea.

4.2.1 METODOLOGÍA DE LUCO PARA LA ESTIMACIÓN DE EFECTOS ISE

El sistema se idealiza según se ilustra en la figura 4.3a y se han incorporan cinco grados de libertad, figura 4.3b, cuatro de ellos asociados a la traslación horizontal y al cabeceo de la base de la estructura en los componentes T y L y un quinto asociado con un movimiento de torsión de la base.

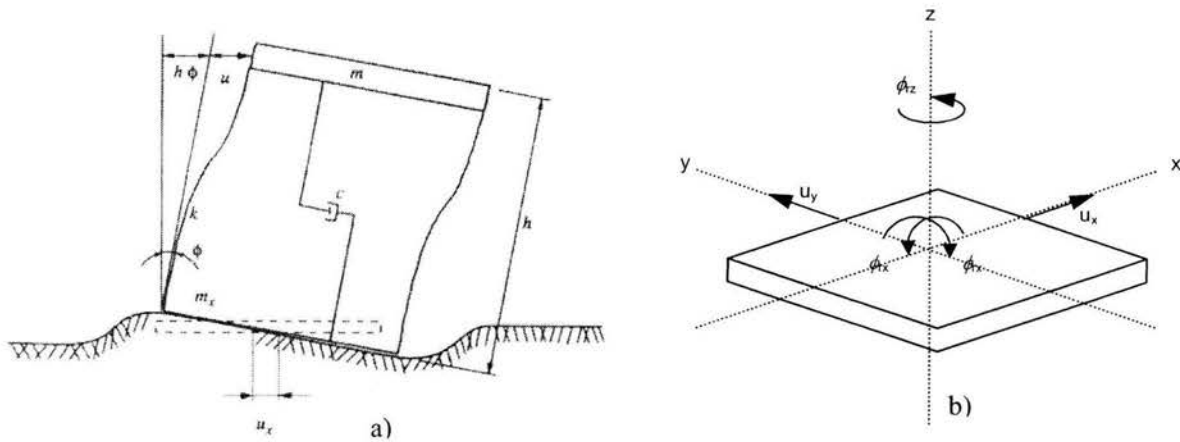


Figura 4.3 Idealización de sistema suelo estructura y grados de libertad en la base

4.2.1.1 Traslación de la base

Los grados de libertad involucrados permiten obtener la frecuencia fundamental de traslación con base empotrada, la de traslación de la base y la de cabeceo de la base, así como las rigideces equivalentes de cada movimiento respectivamente. La frecuencia fundamental de vibrar del modelo de traslación del sistema suelo-estructura esta dada por la relación:

$$\frac{1}{\hat{f}_1^2} = \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_R^2} + \frac{1}{f_H^2} \quad (4.1)$$

Donde:

- \hat{f}_1 es la frecuencia fundamental del sistema determinada experimentalmente
- f_1 es la frecuencia de la superestructura con base empotrada
- f_R es la frecuencia natural suponiendo que su base solo puede girar (cabeceo) y con una superestructura infinitamente rígida
- f_H es la frecuencia natural suponiendo que su base solo puede trasladarse y con una superestructura infinitamente rígida

También podemos escribir la ecuación 4.1 en términos del periodo:

$$\tilde{T}_1^2 = T_1^2 + T_R^2 + T_H^2 \quad (4.2)$$

Se pueden estimar algunas características de la cimentación y la superestructura obteniéndose las siguientes relaciones aproximadas válidas en la cercanía de la frecuencia fundamental. (Luco, et al, 1987).

$$f_H = \tilde{f}_1 \left(\sqrt{\frac{\beta_1 U_0}{U_T}} \right)^{-1} \quad (4.3)$$

$$f_R = \tilde{f}_1 \left(\sqrt{\frac{\gamma_1 H \theta_0}{U_T}} \right)^{-1} \quad (4.4)$$

Sustituyendo las ecuaciones 4.3 y 4.4 en la ecuación 4.1

$$f_1 = \tilde{f}_1 \left(\sqrt{1 - \frac{\beta_1 U_0}{U_T} - \frac{\gamma_1 H \theta_0}{U_T}} \right)^{-1} \quad (4.5)$$

Donde:

U_T es la respuesta total en la azotea, determinada experimentalmente

U_0 es la respuesta de traslación horizontal en la base, determinada experimentalmente

θ_0 es la respuesta rotacional del cabeceo de la base, determinada experimentalmente

H es la altura del edificio

Las respuestas de traslación en azotea (U_T) se obtiene directamente de los registros y la respuesta de traslación en la base (U_0) es la diferencia de los registros de sótano y campo libre, figura 4.4a. Podemos obtener la respuesta rotacional del cabeceo usando registros en vertical en puntos extremos de la base en la dirección de análisis y conociendo la distancia entre estos puntos, como se muestra en la figura 4.4b.

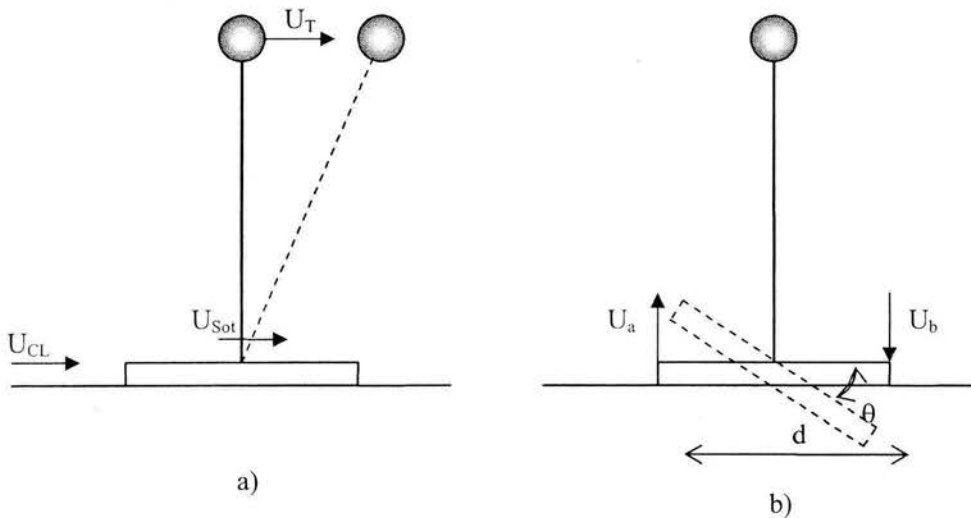


Figura 4.4 Determinación de las respuestas de traslación

De las figuras 4.4 podemos deducir las siguientes formulas:

$$U_0 = U_{sot} - U_{CL} \quad (4.6)$$

$$\theta = \frac{U_a}{dU_a/(U_a - U_b)} \quad (4.7)$$

Los parámetros β_1 y γ_1 se obtienen usando las masas por nivel y las formas modales en las direcciones transversal y longitudinal de la siguiente manera:

$$\beta_1 = \frac{1}{M_1} \{\phi_1\}^T \{M\} \{1\} \quad (4.8)$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{HM_1} \{\phi_1\}^T \{M\} \{h\} \quad (4.9)$$

Donde:

- $\{\phi_1\}$ es el vector de la primera forma modal
- $\{M\}$ es la matriz de masas
- M_1 es la masa modal del primer modo
- $\{h\}$ es la altura de cada nivel con respecto a la base

Las rigideces equivalentes de traslación horizontal K_H y de cabeceo K_R asociadas a los efectos ISE pueden estimarse con las relaciones siguientes:

$$K_H = \beta_1^2 M_1 (2\pi f_H)^2 \quad (4.10)$$

$$K_R = \gamma_1^2 M_1 H^2 (2\pi f_R)^2 \quad (4.11)$$

Con las ecuaciones anteriores, las características geométricas del edificio, así como la frecuencia fundamental de vibrar y el cabeceo de la base (estos dos últimos obtenidos experimentalmente) se pueden obtener los efectos de ISE correspondientes a la traslación.

La contribución de los movimientos de traslación y cabeceo de la base en la respuesta total de traslación de la estructura pueden estimarse aproximadamente con los cocientes U_θ/U_T y $H\theta_0/U_T$ respectivamente, y la suma de estos cocientes representa la contribución total de los efectos ISE en la respuesta de traslación de la estructura.

4.2.1.2 Rotación de la base

De manera similar se obtendrán las frecuencias de torsión de la estructura con base empotrada, y del la base con una estructura rígida (Luco et al, 1980). Para esto necesitamos conocer la frecuencia fundamental de torsión del sistema suelo estructura, la respuesta rotacional en la base y en la azotea, y la masa rotacional de cada nivel en la estructura.

La frecuencia de torsión del sistema suelo-estructura en términos de la frecuencia de torsión de la estructura y de la base está dada por la siguiente relación:

$$\frac{1}{\bar{f}_{lr}^2} = \frac{1}{f_{lr}^2} + \frac{1}{f_T^2} \quad (4.12)$$

Donde:

- \bar{f}_{lr} es la frecuencia fundamental de torsión del sistema determinada experimentalmente
- f_{lr} es la frecuencia de torsión de la superestructura con base empotrada
- f_T es la frecuencia de torsión suponiendo que su base solo puede girar en su plano y con una superestructura infinitamente rígida

También podemos escribir la ecuación 4.1 en términos del periodo:

$$\tilde{T}_{lr}^2 = T_{lr}^2 + T_T^2 \quad (4.13)$$

De manera semejante a la traslación se obtienen las siguientes relaciones aproximadas:

$$f_T = \bar{f}_{lr} \left(\sqrt{\beta_1 \frac{\theta_{bt}}{\theta_r}} \right)^{-1} \quad (4.14)$$

Sustituyendo la ecuación 4.14 en la ecuación 4.12

$$f_{lr} = \bar{f}_{lr} \left(\sqrt{1 - \beta_1 \frac{\theta_{bt}}{\theta_r}} \right)^{-1} \quad (4.15)$$

Donde:

- θ_{bt} es la respuesta rotacional de la base, determinada experimentalmente
- θ_r es la respuesta rotacional de la losa de azotea, determinada experimentalmente

Las respuestas rotacionales de la base y la azotea (θ_{bt} , θ_r) podemos obtenerlas de la diferencia de los registros de dos puntos opuestos en cualquiera de las dos direcciones ortogonales del análisis (U_x, U_y), estas diferencias se dividen entre la distancia entre esos dos puntos, figura 4.5.

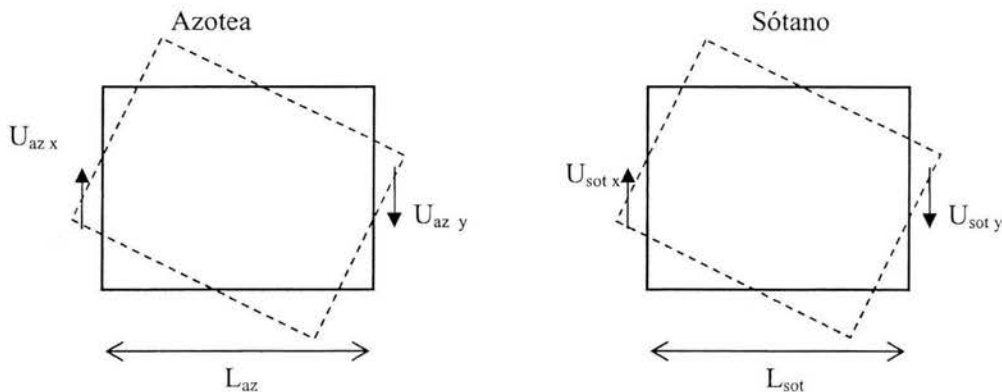


Figura 4.5 Determinación de las respuestas de torsión

4.2.2.2 Determinación de las frecuencias desacopladas y rigideces equivalentes

4.2.2.2.1 Dirección T

En esta sección se evaluarán los efectos ISE de traslación en la dirección T usando los valores de la tabla 4.1, y los resultados de las pruebas de vibración ambiental.

Como se puede ver en el capítulo 2 en las pruebas 1 y 6 se encuentra el arreglo de acelerómetros que contiene registros en las direcciones mostradas en la figura 4.4a y 4.4b. Aparte de tener diferentes registros con los cuales obtener las repuestas, para cada arreglo se tienen tres procesos a 2048, 4096 y 8192 puntos. Para el análisis utilizaremos la prueba 6 y los procesos a 4096, tomando las amplitudes de los espectros como las respuestas necesarias para aplicar las ecuaciones 4.6 y 4.7.

Para identificar las amplitudes a usarse se escogen las correspondientes a una frecuencia dentro del intervalo establecido para el modo fundamental de traslación en dirección T. Además en la frecuencia a usar, las señales para las respuestas U_{CL} , U_{Sot} , U_T deben de estar en fase y las señales para las respuestas U_a , U_b deben de estar en fase opuesta. La frecuencia que cumple con estas características, y en la cual se extraerán las amplitudes, corresponde al sistema suelo-estructura. Para la dirección T el valor de esta frecuencia es: $\hat{f}_1 = 0.342 Hz$

En la tabla 4.2 se presentan las respuestas en azotea, en base y rotacional para los diferentes casos, SOT-E vs SOT-W y SOT-NE vs SOT-W.

Tabla 4.2 Respuestas en azotea, en base y rotacional para dirección T

f1~ [Hz]	Azotea UT	Base U sot	Terreno U CL	BaseV1 Ua	BaseV2 Ub	Traslación U0	U0/UT	θ giro	H θ	H θ /UT
	AZ-C	SOT-C	S	SOT-E	SOT-W					
0.342	0.004651	0.000137	0.000199	-0.000102	0.000239	0.000062	0.0132	1.13433E-07	0.0008610	0.18510
	AZ-C	SOT-C	S	SOT-NE	SOT-W					
0.342	0.004651	0.000137	0.000199	-0.000862	0.000239	0.000062	0.0132	3.66767E-07	0.0027838	0.59850

Después de calcular las respuestas se procede a aplicar las ecuaciones 4.3, 4.4, 4.5 correspondientes a la identificación de las frecuencias. Una vez identificadas estas frecuencias es posible usarlas en las ecuaciones 4.10 y 4.11 para obtener las rigideces equivalentes de traslación y cabeceo de la cimentación. Los resultados de estos cálculos se muestran en la tabla 4.3

Tabla 4.3 Frecuencias y rigideces asociadas a los efectos ISE para la dirección T

	f1~ Hz	fH Hz	fR Hz	f1 Hz	f1/f1~ 1	KH ton/cm	KR ton cm/rad
SOT-E vs SOT-W	0.342	2.336	0.745	0.390	1.141	3879.42	1.124E+10
SOT-NE vs SOT-W	0.342	2.336	0.415	0.627	1.832	3879.42	3.476E+09
Promedio	0.342	2.336	0.512	0.468	1.370	3879.42	5.310E+09

4.2.2.2 Dirección L

De igual manera que en la sección anterior se evaluarán los efectos ISE de traslación en la dirección L usando los valores de la tabla 4.1, y los resultados de las pruebas de vibración ambiental.

En este caso las pruebas de interés, donde se encuentran el arreglo de acelerómetros necesario para el análisis en la dirección L, son las pruebas 3 y 5 y los procesos a 4096. De estas dos pruebas utilizaremos las amplitudes de los espectros como las respuestas necesarias para aplicar las ecuaciones 4.6 y 4.7.

Ahora las amplitudes corresponde a una frecuencia dentro del intervalo establecido para el modo fundamental de traslación en dirección L. Las señales para las respuestas deben coincidir en fase y en fase opuesta como se vio en la dirección T. La frecuencia que cumple con estas características, y en la cual se extraerán las amplitudes, corresponde al sistema suelo-estructura. Para la dirección L el valor de esta frecuencia es: $\hat{f}_1 = 0.391Hz$

De manera semejante a las tabla 4.2 y 4.3. La tabla 4.4 presentan las respuestas en azotea, en base y rotacional. Y la tabla 4.5 presenta las frecuencias y las rigideces.

Tabla 4.4 Respuestas en azotea, en base y rotacional para dirección L

f1~ [Hz]	Azotea UT	Base U sot	Terreno U CL	BaseV1 Ua	BaseV2 Ub	Traslación U0	U0/UT	θ giro	H θ	H θ /UT
Prueba 3 0.391	AZ-C 0.008119	SOT-C 0.000221	S 0.000206	SOT-NW -0.000135	SOT-SW 0.000135	0.000015	0.0019	6.90513E-08	0.0005241	0.06456
Prueba 5 0.391	AZ-C 0.007151	SOT-C 0.000237	S 0.000342	SOT-N -0.000099	SOT-S 0.000103	0.000105	0.0147	5.1641E-08	0.0003920	0.05481

Tabla 4.5 Frecuencias y rigideces asociadas a los efectos ISE para la dirección L

	f1~ Hz	fH Hz	fR Hz	f1 Hz	f1/f1~ 1	K H ton/cm	KR ton cm/rad
Prueba 3	0.391	7.029	1.450	0.407	1.040	37476.09	4.266E+10
Prueba 5	0.391	2.505	1.574	0.409	1.046	4760.32	5.024E+10
Promedio	0.391	3.957	1.504	0.407	1.041	11877.76	4.591E+10

4.2.2.3 Torsión

Ahora se evaluarán los efectos ISE de torsión usando los valores de la tabla 4.1, y los resultados de las pruebas de vibración ambiental.

En este caso se busca un arreglo de acelerómetros que contenga registros en las direcciones mostradas en la figura 4.5. Por lo que las pruebas que utilizaremos serán las pruebas 7 8 10 y 12.

Para identificar las amplitudes a usarse se escogen las correspondientes a una frecuencia dentro del intervalo establecido para el modo fundamental de torsión. Las señales para las respuestas, U_{AZN} y U_{AZS} , deben de estar en fase opuesta al igual que las señales para las respuestas U_{SOTN} y U_{SOTS} . La frecuencia que cumple con estas características, y en la cual se extraerán las amplitudes, corresponde al sistema suelo-estructura. El valor de esta frecuencia es: $\hat{f}_{1t} = 0.537Hz$

De igual manera que en traslación para torsión se tienen tres diferentes procesos se usaran igual que en traslación los procesos a 4096 puntos. Una vez obtenidas las respuestas rotacionales en azotea y en sótano con las amplitudes de los espectros de acuerdo a lo planteado en la sección 4.2.1.2 se procede a aplicar las ecuaciones 4.14 y 4.15 usando los resultados anteriores y el parámetro β_1 rotacional de la tabla 4.1. La expresión 4.14 nos permitió obtener la frecuencia considerando una superestructura rígida y una base que solo puede girar en su plano. Esta frecuencia podemos sustituirla en la ecuación 4.19 y obtener la rigidez de torsión equivalente.

Los pasos anteriores aplicados a las cuatro diferentes pruebas y a los tres diferentes procesos nos dan como resultado:

Tabla 4.6 Respuestas, frecuencias y rigideces asociadas a los efectos ISE de torsión

	f1t~ [Hz]	Azotea N [cm/s ²]	Azotea S [cm/s ²]	Sot N [cm/s ²]	Sot S [cm/s ²]	θ_{bt}	θ_r	f T [Hz]	f1t [Hz]	f1t/f1t~	KT [ton cm/rad]
Prueba 7	0.537	0.005554	-0.0060084	0.0004054	-0.0003607	1.96436E-07	2.96464E-06	1.632	0.569	1.059	3305689336
Prueba 8	0.537	0.009828	-0.0101078	0.0003405	-0.0003558	1.78538E-07	5.11185E-06	2.247	0.553	1.030	6271288274
Prueba 10	0.537	0.005119	-0.0050217	0.0002799	-0.0003088	1.50949E-07	2.6001E-06	1.743	0.564	1.051	3772869891
Prueba 12	0.537	0.004013	-0.0045454	0.0002932	-0.0002781	1.46487E-07	2.19441E-06	1.626	0.569	1.059	3281171913
Promedio	0.537	0.006128	-0.00642083	0.00032975	-0.00032585	1.68103E-07	3.21775E-06	1.838	0.562	1.046	4192651253

4.2.2.3 Participacion de los efectos ISE en el sistema suelo estructura

Como se aprecia en la sección 4.2.1 y mas claramente en el apéndice C el sistema suelo-estructura puede idealizarse como la suma de un sistema con base empotrada mas una serie de sistemas con superestructura infinitamente rígida y diferentes grados de libertad.

Esta desintegración en diferentes subsistemas se puede ver matemáticamente en las ecuaciones 4.2 y 4.13 donde el periodo cuadrado del sistema suelo-estructura es la suma de los periodos cuadrados correspondientes a los subsistemas.

Para la traslación, direcciones T y L, el sistema suelo-estructura es la suma de un sistema con base empotrada mas dos sistemas con superestructura rígida uno cuya base solo puede trasladarse en la dirección de análisis y el otro cuya base solo puede girar en la dirección de análisis. En la torsión se divide en un sistema con base empotrada y un sistema con superestructura rígida cuya base solo puede girar en su plano.

Aplicando este concepto y usando las ecuaciones 4.2 y 4.13 con los valores promedio de las tablas 4.3, 4.5 4.6, podemos ver la participación de cada uno de los subsistemas en el sistema suelo-estructura.

Tabla 4.7 Frecuencias y Periodos correspondientes a cada sistema

	Frecuencia Hz			Periodo cuadrado s ²		
	Dirección T	Dirección L	Torsión	Dirección T	Dirección L	Torsión
Sistema suelo-estructura	0.342	0.391	0.537	8.550	6.541	3.468
Sistema con base empotrada	0.468	0.407	0.562	4.556	6.035	3.172
Sistema que solo gira (estructura rígida)	0.512	1.504	1.838	3.810	0.442	0.296
Sistema que solo se traslada (estructura rígida)	2.336	3.957		0.183	0.064	

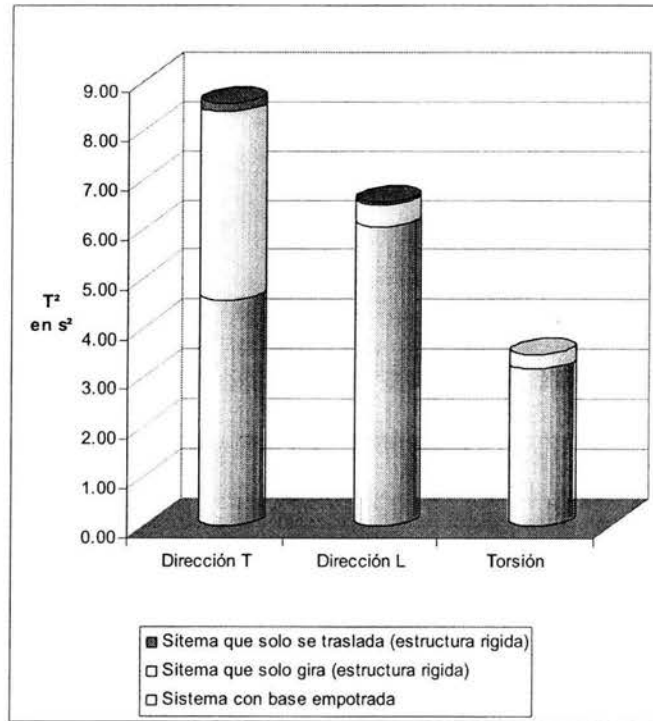


Figura 4.6 Comparación de los periodos cuadrados de los subsistemas

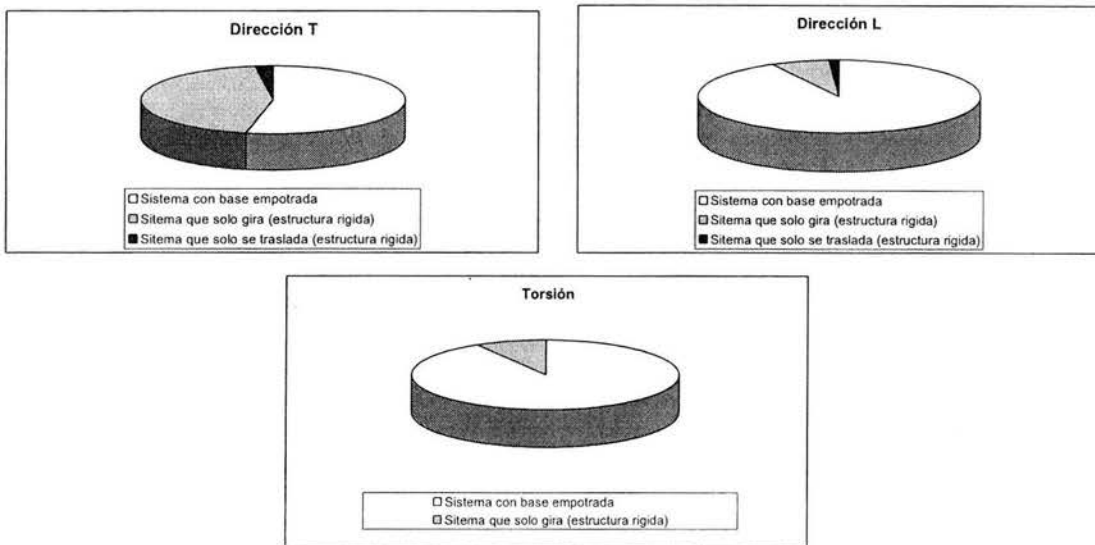


Figura 4.7 Participación de los diferentes movimientos en el sistema suelo estructura

4.3 MÉTODO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL

Por muchos años las normas complementarias al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal han sido una ayuda de diseño muy recurrida tanto por profesionales en la industria de la construcción como por académicos y estudiantes. En su más reciente edición en el capítulo de Diseño por Sismo se ha incluido un apéndice que incluye los efectos ISE. Claro se debe de tomar en cuenta que las recomendaciones para tener en cuenta los efectos de interacción son limitadas ya que se considera la influencia de la interacción inercial sólo en el periodo fundamental y no se especifican criterios para incluir los efectos inerciales en la ductilidad estructural, ni para considerar la influencia de la interacción cinemática.

En estas normas se establece que los efectos ISE se tomaran en cuenta en las zonas II y III cuando no se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad (4.20)$$

Donde:

- H_s profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés
- H_e altura efectiva de la estructura
- T_e periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable
- T_s periodo fundamental del suelo en el sitio de interés

El valor de la altura efectiva H_e puede aproximarse como el 70% de la altura total o bien calcularse con la expresión:

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i} \quad (4.21)$$

Donde:

- ϕ_i es la amplitud del desplazamiento modal del i -ésimo nivel sobre el desplante

En el caso de la torre TELECOMM el estudio de mecánica de suelos (Moreno Pecero, et al 1998) indica que los estratos firmes del suelo se encuentran aproximadamente a 35m de profundidad. Y las alturas efectivas correspondientes a las direcciones T y L (calculadas con los mismos datos de los parámetros modales en la sección 4.2.2.1) respectivamente son $H_e = 53.34\text{m}$ y $H_e = 51.71\text{m}$

Los valores correspondientes a la expresión 4.20 oscilan entre 0.56 y 0.66 para los periodos $T_e = 2.13\text{s}$ y $T_e = 2.46\text{s}$ en las direcciones T y L respectivamente, lo que indica la necesidad de tomar en cuenta los efectos ISE. Cabe mencionar que los valores del periodo T_e fueron los obtenidos en el análisis con el método de Luco dado que del análisis no paramétrico (cocientes entre las densidades espectrales de azotea contra sótano y azotea contra terreno) los valores de la frecuencia fundamental para una estructura con base rígida y para el sistema suelo estructura resultaron ser muy similares.

Las NTC proponen para el análisis de la rigidez de la cimentación el uso de círculos equivalentes en función del área y los momentos de inercia de la cimentación en cada una de las dimensiones de análisis. Los radios de estos círculos se determinaran de la siguiente manera:

$$R_x = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (4.22)$$

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (4.23)$$

Donde:

- R_x radio del círculo equivalente para traslación
 R_r radio del círculo equivalente para rotación
 A área de la superficie neta de cimentación
 I momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación perpendicular a la dirección de análisis.

En la siguiente tabla se presentan los resultados correspondientes a la cimentación del edificio en análisis para las ecuaciones 4.22 y 4.23 mas un radio promedio (R) que será de utilidad en cálculos posteriores:

Tabla 4.8 Propiedades geométricas del círculo equivalente en T y L

	Dirección T	Dirección L	Unidades
A	1333.8	1333.8	m ²
I	177505.97	120371.62	m ⁴
R_x	20.60	20.60	m
R_r	21.80	19.78	m
R	21.20	20.19	m

A continuación se puede optar por seguir el procedimiento para determinar las rigideces y amortiguamientos de la cimentación propio de las NTC descrito en el apéndice D, o bien recurrir a diagramas de periodos y amortiguamientos efectivos (Avilés, 2004 et. al) obtenidos a partir de la solución del sistema equivalente planteado al final del apéndice C.

Dado que las expresiones del reglamento requieren de un conocimiento y un estudio mas detallado de la cimentación y del suelo, los cuales escapan de los objetivos de esta tesis, se procederá al uso de los diagramas. Para el uso de lo diagramas necesitamos los siguientes cocientes,

Tabla 4.9 Cocientes de interés para el uso de diagramas

	Dirección T	Dirección L
H_s/R	1.65	1.73
D_f/R	0.30	0.32
H_e/R	2.51	2.56
$\frac{T_s}{T_e} \frac{H_e}{H_s}$	1.78	1.50

calculados con los datos obtenidos a lo largo de esta sección y una profundidad de desplante de la cimentación de $D_f = 6.5\text{m}$ (Capítulo 1).

Con los cocientes anteriores se procede de la siguiente manera: 1.-Encontrar una figura para la relación H_g/R . 2.-Buscar la grafica adecuada a la relación D_f/R y a la condición del suelo con respecto a las paredes de la cimentación. 3.- Obtener la ordenada a la curva H_g/R correspondiente a la abscisa $\frac{T_s}{T_e} \frac{H_e}{H_s}$

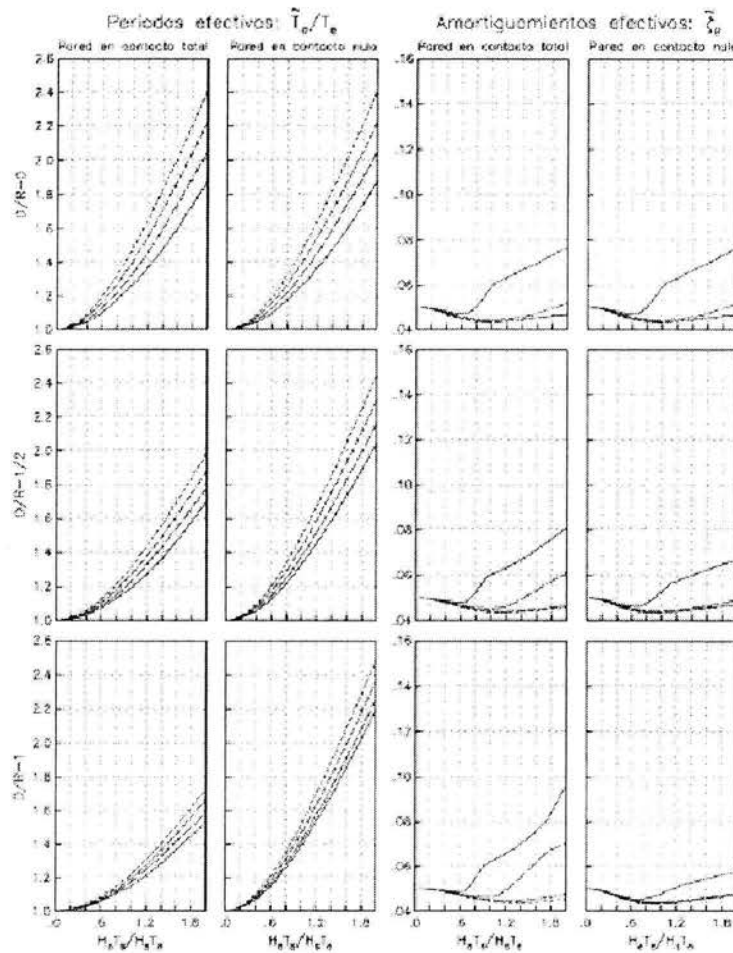


Figura 4.8 Períodos y amortiguamientos efectivos. $H_g/R=2$ (línea continua), 3, 4 y 5 (punteada)

En el caso de análisis se considera una pared en contacto total y se uso interpolación lineal simple de los valores de la figura 4.8 para obtener los correspondientes a los cocientes de la tabla 4.10

Tabla 4.10 Resultados efectos ISE método RDF simplificado

	Dirección T	Dirección L
\tilde{T}_e/T_e	1.68	1.44
\tilde{T}_e	3.580	3.527
$\tilde{\xi}_e$	6.6%	5.7%

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES

En este trabajo se estimaron las propiedades dinámicas y los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) de un edificio de 18 niveles en la Ciudad de México. La información a partir de la cual se realizaron los análisis se obtuvo a partir de una serie de pruebas de vibración ambiental realizadas en la estructura.

Las propiedades dinámicas que se estimaron fueron las frecuencias de vibración, las formas modales asociadas y los porcentajes de amortiguamiento crítico. Se utilizó un método no paramétrico de estimación, consistente en el análisis espectral de señales de aceleración obtenidas en diversos puntos de la estructura.

Se obtuvieron los periodos correspondientes a los tres primeros modos de vibrar en direcciones T y L. Los periodos identificados indican que la dirección longitudinal del edificio (norte – sur) es más rígida que la dirección transversal (oriente – poniente), con periodos fundamentales de 2.56 y 2.92 segundos, respectivamente, lo cual representa una diferencia de 14.3% entre ambas direcciones. Asimismo, también se obtuvieron los periodos correspondientes a los dos primeros modos de vibrar en la componente de torsión; el periodo fundamental en esta componente resultó de 1.86 segundos.

A partir de los análisis espectrales, se evidenció el acoplamiento de frecuencias entre la dirección transversal y de torsión, debido a que el intervalo de frecuencia correspondiente al cuarto modo de vibración en dirección transversal resultó semejante al intervalo que contenía el tercer modo de torsión. Esto imposibilitó la identificación de las frecuencias correspondientes a los modos superiores.

En cuanto al apéndice de la estructura, formado por los niveles 17 y 18, no fue posible, debido a la baja calidad de las señales, obtener los periodos fundamentales en direcciones transversal ó longitudinal. Sin embargo, se logró la identificación del periodo fundamental de vibración en la componente de torsión, que resultó de 0.62 segundos. Este periodo aparece en gran parte de los registros de azotea y niveles intermedios, lo que indica que tal periodo es importante en la respuesta dinámica global de la estructura.

Se obtuvieron valores de amortiguamiento entre 1.3% y 1.7%, siendo mayor, en 7% aproximadamente, el amortiguamiento en dirección L que en dirección T. Otro resultado interesante, según los resultados obtenidos en este estudio, consiste en que considerar la estructura con una base rígida conduce a valores de amortiguamiento menores que al considerar el sistema suelo-estructura. Para este trabajo, haciendo esta última consideración, se obtuvieron amortiguamientos entre 8 y 18% mayores comparados con la modelación de base rígida.

A partir de la información que se generó en la estructura durante el evento sísmico 04 – 1, y registrada mediante una instrumentación sísmica provisional en el edificio, se efectuó un análisis espectral de los datos. Los resultados que se obtuvieron muestran que durante el evento sísmico las frecuencias de vibración disminuyen respecto a las obtenidas durante las pruebas de vibración

ambiental; este es un resultado esperado puesto que durante el evento sísmico la estructura pierde algo de su rigidez y por consiguiente disminuye la frecuencia.

También se realizó un análisis paramétrico de la información obtenida en el evento sísmico mencionado. Los resultados obtenidos mediante tal análisis son congruentes con los que se obtuvieron en el análisis no paramétrico, y resulta valioso contar con una técnica de este tipo para estimar la variación de las propiedades dinámicas de una estructura durante un evento sísmico. Entre los resultados importantes obtenidos mediante el análisis paramétrico, destaca el hecho de que en determinados intervalos de tiempo, las frecuencias de vibración de la estructura disminuyen, con la consiguiente pérdida de rigidez; de acuerdo con análisis realizado, no se recupera el valor inicial de la frecuencia de vibración al término del evento sísmico, pues se experimenta una disminución que oscila entre 3 y 12%. En cuanto a los valores de amortiguamiento que se obtienen, en general son mayores que los obtenidos por medio de los análisis espectrales, pues oscilan entre 1 y 11%. Esto debido a que el amortiguamiento en una estructura depende de muchas variables y el valor de incertidumbre se incrementa para este parámetro.

El análisis no paramétrico no refleja la presencia de efectos ISE, es decir las amplitudes de las funciones de transferencia entre SOT/TERR para las direcciones T y L oscilan cercanas a la unidad. Y las frecuencias fundamentales en T y L obtenidas a partir de los cocientes AZC/SOTC y las obtenidas con los cocientes AZC/TERR son las mismas.

Al emplear el método de Luco de traslación estaremos encontrando, a partir de la frecuencia propia de un sistema suelo-estructura en la dirección de análisis (obtenida experimentalmente con métodos no paramétricos) diferentes frecuencias o periodos del mismo sistema dividido en: Una estructura con base rígida, una estructura rígida con base es solo puede trasladarse, una estructura rígida con base es solo puede girar.

Los resultados de análisis con el método de Luco indican que en efecto la frecuencia fundamental del sistema suelo-estructura en dirección L es 95% propia de una estructura con base empotrada. En la dirección T este valor es del 53%.

Los periodos considerado una base rígida son de 2.46 y 2.13 segundos en las direcciones L y T, lo que implica una diferencia de 4% y 27% que si se considera el sistema suelo-estructura.

Los porcentajes de participación correspondientes a una estructura rígida con una base que solo puede trasladarse son, en las direcciones L y T, de 1% y 2% respectivamente. Eso explica el hecho de que en el análisis paramétrico no se apreciaran con claridad los efectos ISE.

El sistema restante, estructura rígida con base que solo puede girar, representa en porcentaje de participación 4% y 45% para las direcciones L y T. Esta diferencia puede adjudicarse a que en la dirección L la estructura es más rígida que en la dirección T, además de presentar una inercia al giro, mayor en dirección L. Otro factor que puede propiciar este comportamiento es la cimentación y las modificaciones que se han hecho a esta.

De igual modo, el método de Luco aplicado a la torsión toma la frecuencia fundamental de torsión (obtenida experimentalmente con métodos no paramétricos) y la divide en frecuencias de torsión con base empotrada y torsión de la base con estructura rígida.

Los resultados de este análisis muestran que el 92% de la respuesta en torsión corresponde a la estructura con base empotrada y el 8% restante corresponde a la estructura con base flexible y estructura rígida. El periodo de torsión de la estructura con base empotrada es de 1.78 s que comparado con el del sistema-suelo estructura (análisis no paramétrico) nos da una diferencia de 5%.

En el método propuesto en las NTC del RDF partimos de un periodo de la estructura supuesta con base empotrada (obtenida de un análisis estructural, o bien con otros métodos) y con base en este periodo se obtiene el periodo del sistema suelo-estructura.

En el caso de esta tesis usamos como periodos de la estructura con base empotrada los valores encontrados con el método de Luco. En la práctica no se suelen usar ambos métodos, ya que sería redundante, por que el periodo del sistema suelo-estructura o se conoce o se va a calcular pero no ambas cosas. Para fines didácticos en esta tesis se hizo de las dos formas.

El uso de diagramas nos permitió simplificar el análisis de la cimentación y el suelo que de otra forma para un edificio como la torre TELECOMM hubiera requerido una tesis completa.

En la dirección L los valores de periodo y amortiguamiento del sistema suelo-estructura calculados con el método propuesto en las NTC del reglamento y apoyándose con los diagramas fueron: 3.53 s y 5.7%. Los periodos comparados con el análisis no paramétrico nos dan diferencias de 27% y los amortiguamientos son muy diferentes a los calculados con el análisis no paramétrico, pero más parecidos al los obtenidos en el análisis paramétrico.

De manera similar en la dirección T se calcularon valores de 3.58 s y 6.6%, para el periodo fundamental del sistema suelo-estructura y porcentaje de amortiguamiento respectivamente. También se calculó una diferencia de 16% con respecto al método paramétrico en el periodo. Al igual que en la dirección L los amortiguamientos son muy diferentes a los calculados con el análisis no paramétrico, pero mas parecidos al los obtenidos en el análisis paramétrico.

Como conclusión final sobre interacción suelo estructura podemos decir que los movimientos adicionales provocados por los efectos ISE no son de gran importancia en la estructura, a excepción del cabeceo en la dirección T.

APÉNDICE A

ANTECEDENTES Y CONCEPTOS PRELIMINARES SOBRE PROPIEDADES DINÁMICAS

El análisis de la respuesta de construcciones sometidas a las acciones de impactos en general y de sismos en particular requiere una evaluación de su comportamiento dinámico. La cuestión es por demás compleja en los casos reales. Por un lado se tiene la realidad de la construcción misma, que pocas veces admite la representación con modelos teóricos suficientemente sencillos como para que el análisis sea posible con los medios disponibles.

El análisis de una estructura es una etapa del proceso de diseño, la etapa de comprobación. El análisis (dinámico o de cualquier otro tipo) debería ser utilizado como indicador del funcionamiento futuro: si es bueno para aceptar el diseño y si es malo para modificarlo.

A.1 GRADOS DE LIBERTAD DINÁMICOS

Grado de libertad.- El concepto de grado de libertad está vinculado al de un movimiento (desplazamiento o giro) de un punto cualquiera de la construcción. Obviamente en una construcción hay infinitos puntos pero sus movimientos no son independientes porque están vinculados por los componentes de la estructura. En consecuencia se considera grado de libertad a todo movimiento independiente de un punto de la construcción (Reboredo, et.al, 1996). Esta definición parece absoluta pero al reflexionar un poco se advierte que es contingente ya que depende del propósito para el que se utilizará el “grado de libertad”.

Desde el punto de vista dinámico, interesan los grados de libertad en los que se generen fuerzas generalizadas de inercia significativas. Es pertinente observar que esto no implica que los restantes giros y desplazamientos sean nulos, sino que, aunque asuman valores distintos de cero, no generan fuerzas de inercia de consideración (Bazán Meli, et.al 2002).

A.2 SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

Con el objetivo de investigar la respuesta dinámica de una estructura, se crean modelos matemáticos cuyas propiedades mecánicas y dinámicas sean las mismas que la estructura. Uno de los modelos más simples y más empleados para estimar la respuesta dinámica en los edificios es el sistema de un grado de libertad, que se caracteriza por ser un sistema dinámico en el que la masa se concentra en un solo punto. Para la finalidad de la ingeniería estructural, el sistema de un grado de libertad está representado como una estructura de un solo piso. Se considera que las columnas no tienen masa, son susceptibles de deformación y están empotradas en su base. Toda la masa se encuentra concentrada en el techo de la estructura, el cual se considera rígido e indeformable.

A.2.1 Vibración Libre sin amortiguamiento

Representada por la vibración del sistema que se esquematiza en la figura A.1, formado por una masa y un resorte de comportamiento elástico y lineal.

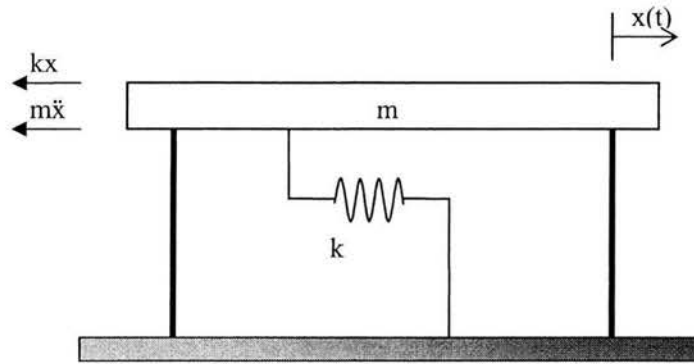


Figura A.1 Sistema de un grado de libertad VLSA

Si se desplaza la masa desde su posición de equilibrio y a continuación se deja vibrar libremente, la masa oscilará alrededor de dicha posición. Aislado la masa y planteando el equilibrio de fuerzas, se obtiene:

$$m\ddot{x} + kx = 0 \quad (\text{A.1})$$

La solución a la ecuación A.1 es de la forma:

$$x(t) = A_1 \cos \omega t + A_2 \sin \omega t \quad (\text{A.2})$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{A.3})$$

Donde ω es la frecuencia angular natural del sistema (dada en radianes por segundo) y es la frecuencia a que tiende a vibrar el sistema de acuerdo con sus características. A_1 y A_2 son dos constantes arbitrarias que se calculan a partir de las condiciones iniciales.

A.2.2 Vibración libre con amortiguamiento

El amortiguamiento es el proceso causante de que un movimiento vibratorio disminuya su amplitud con el tiempo. Su origen puede ser diverso: por rozamiento de dos superficies, como consecuencia de la fricción interna o histéresis del propio material, etc.

Para aproximar las distintas formas de amortiguamiento es habitual en dinámica estructural emplear un amortiguamiento viscoso tipo Coulomb. Donde la fuerza amortiguadora es proporcional a la velocidad.

La figura A.2 esquematiza un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso. donde la constante c de amortiguamiento equivalente es tal que origina la misma disipación de energía que la producida por el amortiguamiento real de la estructura.

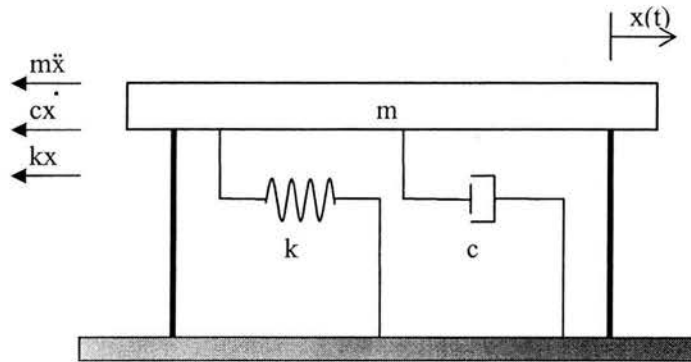


Figura A.2 Sistema de un grado de libertad VLCA

La ecuación del movimiento viene definida en este caso por:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \tag{A.4}$$

La solución a la ecuación A.4 es de la forma:

$$x(t) = A_1 e^{s_1 t} + A_2 e^{s_2 t} \tag{A.5}$$

$$s_{1,2} = -\left(\frac{c}{2m}\right) \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega^2} \tag{A.6}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \tag{A.7}$$

Donde s_1 y s_2 se calculan de nuevo a partir de las condiciones iniciales. La respuesta del sistema depende del valor de s_1 y s_2 en la ecuación (A.5). Se pueden distinguir dos casos:

Si $\left(\frac{c}{2m}\right)^2 < \frac{k}{m}$ las raíces s_1 y s_2 son reales. El sistema está sobreamortiguado y tiende exponencialmente a su posición de equilibrio sin oscilar (figura A.3). En el caso particular en que $s_1 = s_2 = 0$ se dice que el sistema está críticamente amortiguado, ya que tiende a la posición de equilibrio en el menor tiempo posible. Esto sucede para un valor crítico de la constante de amortiguamiento, dado por:

$$\left(\frac{c_{cr}}{2m}\right)^2 = \frac{k}{m} \tag{A.8}$$

$$c_{cr} = 2m\sqrt{\frac{k}{m}} = 2m\omega \tag{A.9}$$

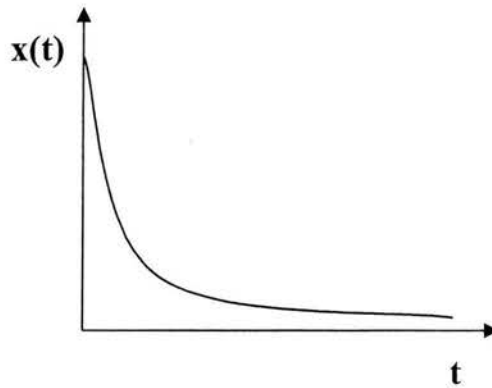


Figura A.3 Respuesta de un sistema sobreamortiguado

La relación entre la constante de amortiguamiento de un sistema y la constante de amortiguamiento crítico se denomina factor de amortiguamiento:

$$\frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega} = \xi \tag{A.10}$$

Si $\left(\frac{c}{2m}\right)^2 < \frac{k}{m}$ (es decir $c < c_{cr}$), como sucede habitualmente en estructuras de edificación, las raíces s_1 y s_2 son complejas y el sistema vibra con amplitud decreciente hacia su posición de equilibrio (figura A.4). La respuesta del sistema adopta entonces la forma:

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} (B_1 \sin \omega' t + B_2 \cos \omega' t) \tag{A.11}$$

Donde:

$$\omega' = \sqrt{\frac{k}{m} - \left(\frac{c}{2m}\right)^2} = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \tag{A.12}$$

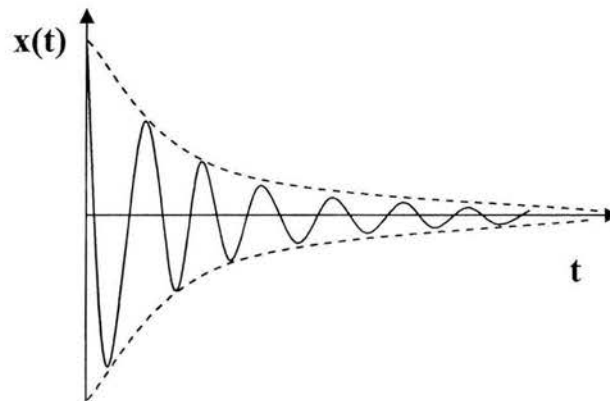


Figura A.4 Respuesta de un sistema subamortiguado

Donde ω' es la frecuencia de vibración amortiguada. Dado que en edificaciones el factor de amortiguamiento de las estructuras suele ser inferior a 0.1, se verifica que $\omega \approx \omega'$. Esto implica que la frecuencia de oscilación libre del sistema no va a depender de su amortiguamiento.

A.2.3 Vibraciones forzadas producidas por una fuerza excitadora tipo armónica

Se estudia el caso de un sistema amortiguado de un grado de libertad sometido a una fuerza excitadora de tipo armónico:

$$F(t) = F_0 \sin \omega_0 t \tag{A.13}$$

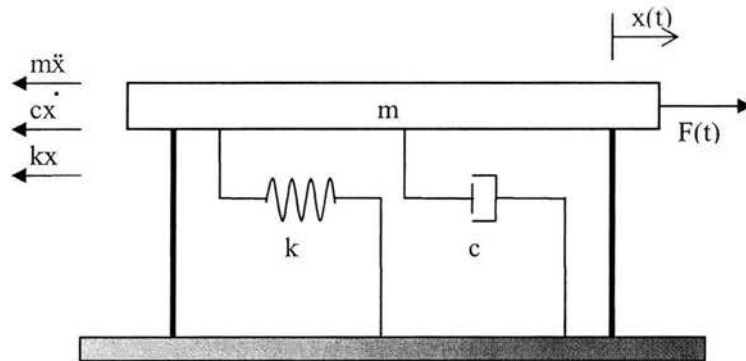


Figura A.5 VFCA producida por una fuerza armónica

Según se muestra en la figura A.5. Planteando el equilibrio de fuerzas se obtiene la ecuación del movimiento

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F_0 \sin \omega_0 t \tag{A.14}$$

Cuya solución es la suma de la solución de la ecuación homogénea y una solución particular de la completa:

$$x(t) = x_h(t) + x_p(t) \tag{A.15}$$

donde la solución homogénea viene dada por:

$$x_h(t) = e^{-\zeta\omega t} (B_1 \sin \omega' t + B_2 \cos \omega' t) \tag{A.16}$$

y una solución particular de la ecuación completa por:

$$x_p(t) = \frac{F_0/k}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{\omega_0}{\omega}\right)^2\right)^2 + \left(2\zeta \frac{\omega_0}{\omega}\right)^2}} \sin(\omega_0 t - \varphi) = X \sin(\omega_0 t - \varphi) \tag{A.17}$$

El comportamiento del término $x_h(t)$ ya corresponde al descrito al estudiar las vibraciones libres, y es la respuesta transitoria del sistema. En sistemas amortiguados esta vibración desaparece al cabo de un cierto tiempo y depende de las condiciones iniciales de velocidad y desplazamiento.

El término $x_p(t)$ define la respuesta en régimen estacionario. En este caso la vibración no desaparece hasta que cesa la excitación exterior. Puesto que en la ecuación A.17 F_0/k corresponde a la respuesta del sistema para una carga estática de amplitud F_0 , se define el factor de amplificación dinámica o coeficiente dinámico de carga como la relación entre las respuestas estacionaria y estática del sistema (a una excitación de la misma amplitud).

$$FAD = \frac{X}{F_0/k} = \frac{X}{X_{est}} = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{\omega_0}{\omega}\right)^2\right)^2 + \left(2\xi \frac{\omega_0}{\omega}\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (A.18)$$

$$\beta = \frac{\omega_0}{\omega} \quad (A.19)$$

En la figura A.6 se muestra la evolución con la frecuencia excitadora de este coeficiente. Se distinguen tres zonas:

$\omega_0 < \omega$ y $\omega_0 \approx 0 \rightarrow$ La fuerza aplicada es cuasi-estática y por tanto la respuesta coincide con la estática: A medida que ω aumenta, el sistema comienza a vibrar en respuesta a la fuerza aplicada, aumentando la amplificación según la frecuencia excitadora se aproxima al valor de la frecuencia natural del sistema.

El papel que juega el amortiguamiento es doble: por un lado disminuye la amplificación de la respuesta y por otro produce un incremento en el desfase ϕ . El valor de β tiende a 0. El factor de amplificación dinámica vale:

$$FAD = 1 \quad (A.20)$$

$\omega_0 \approx \omega \rightarrow$ En esta zona se produce la máxima amplificación de la respuesta. El valor de β es 1.

La amplificación obtenida para esta frecuencia es:

$$FAD = \frac{1}{2\xi} \quad (A.21)$$

$\omega_0 > \omega \rightarrow$ Según aumenta el valor de la frecuencia de excitación al sistema le resulta imposible seguir las oscilaciones inducidas por la acción exterior, por lo que tiende a permanecer en reposo. El valor de β tiende a 0.

$$FAD = 0 \quad (A.22)$$

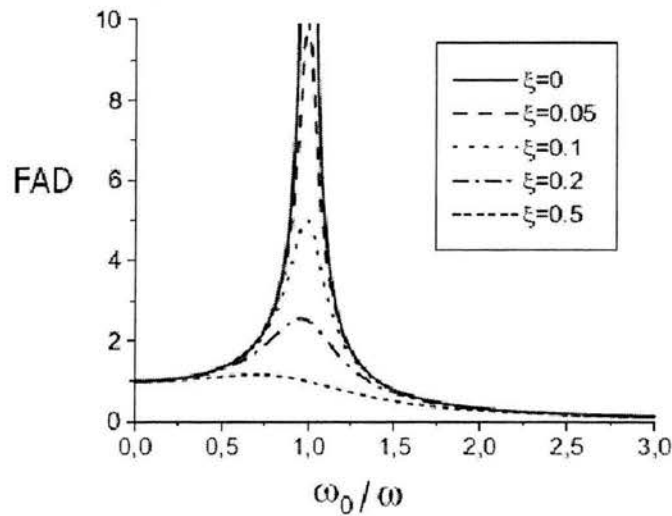


Figura A.6 Amplificación dinámica

A.2.4 Vibraciones forzadas producidas por una excitación en la base

Las vibraciones producidas por los terremotos están asociadas a un movimiento en la base del sistema (figura A.7). Al igual que en los casos anteriores la ecuación del movimiento se obtiene planteando el equilibrio de fuerzas para la masa aislada.

$$m\ddot{x} + c(\dot{x} - \dot{y}) + k(x - y) = -m\ddot{y} \tag{A.23}$$

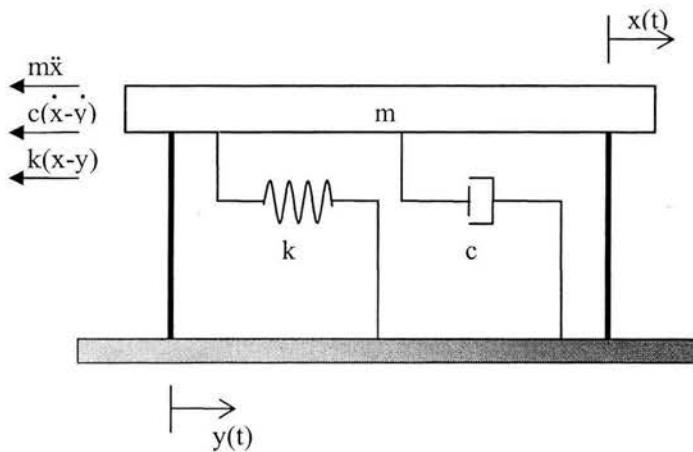


Figura A.7 VFCA producida por excitación en la base

Considerando el movimiento relativo entre la masa y la base, $u = x - y$, la ecuación A.23 queda:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{y} \tag{A.24}$$

El segundo miembro (\ddot{y}) de la ecuación A.22 describe como varía la aceleración del terreno con el tiempo y se conoce como acelerograma en textos de dinámica estructural se demuestra que cuando el término no es nulo, la solución de la ecuación es (Bazán Meli, et.al 2002):

$$u(t) = \frac{1}{\omega'} \int y(\tau) e^{(-\xi\omega'(t-\tau))} \sin \omega'(t-\tau) d\tau \quad (\text{A.25})$$

Esta expresión hace ver que como en el caso de vibraciones libres, las dos propiedades de un sistema de un grado de libertad que determinan su respuesta ante un movimiento prescrito del terreno son su frecuencia natural y su fracción de amortiguamiento crítico. La velocidad y la aceleración de la masa se calculan derivando sucesivamente $u(t)$ con respecto al tiempo y otras respuestas de interés como la fuerza del resorte, se pueden obtener en términos del desplazamiento, etc. Para fines de diseño, interesan normalmente sólo los valores máximos absolutos de tales respuestas.

Si estos valores máximos de respuesta se calculan para todos los posibles sistemas de un grado de libertad, para todos los posibles valores de ω y ξ de interés y se grafican, se habrá obtenido el denominado espectro sísmico de respuesta del acelerograma $a(t)$. Esta respuesta puede expresarse en desplazamientos, velocidades o aceleraciones, definiendo en cada caso un espectro de desplazamiento (S_d), velocidad (S_v) o aceleración (S_a).

En general, y dado que se trata de obtener la solución de la ecuación (2.24), el espectro se obtiene para un amortiguamiento prefijado ξ y una historia de aceleraciones $a(t)$ conocida y se grafica en función de la frecuencia ω (o del periodo T).

Por tanto, un espectro sísmico de respuesta resume la respuesta máxima de cualquier sistema de un grado de libertad a un acelerograma determinado $a(t)$. Puesto que para una determinada región geográfica es de esperar que los terremotos tengan una serie de características comunes, puede obtenerse un espectro de respuesta tipo (espectro suavizado de diseño) para esa región utilizando para ello los procedimientos desarrollados al efecto en Sismología. La importancia de los espectros radica en que generalmente el proyectista sólo está interesado en los valores máximos de la respuesta a la hora de diseñar el sistema para que resista la acción de un sismo.

A.3 SISTEMAS CON VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

A.3.1 Ecuaciones del movimiento

En el caso de estructuras de edificación el análisis dinámico puede simplificarse considerando un modelo de masas concentradas, sin que ello resulte en una pérdida de precisión significativa. La masa total del sistema se concentra sobre algunos elementos del mismo (fácilmente identificables) y la capacidad de deformación sobre otros.

Un modelo ampliamente utilizado en el análisis de marcos planos corresponde al denominado “edificio de cortante” (figura A.8). La masa se concentra a nivel de los entrepisos, que se consideran infinitamente rígidos en su plano. Las columnas sólo aportan rigidez, pero no masa. Se admite que los giros en los extremos de las columnas son nulos y que su deformación por carga axial es despreciable. De esta forma el sistema queda definido por un grado de libertad por planta, asociado a la traslación horizontal respecto a la cimentación del edificio.

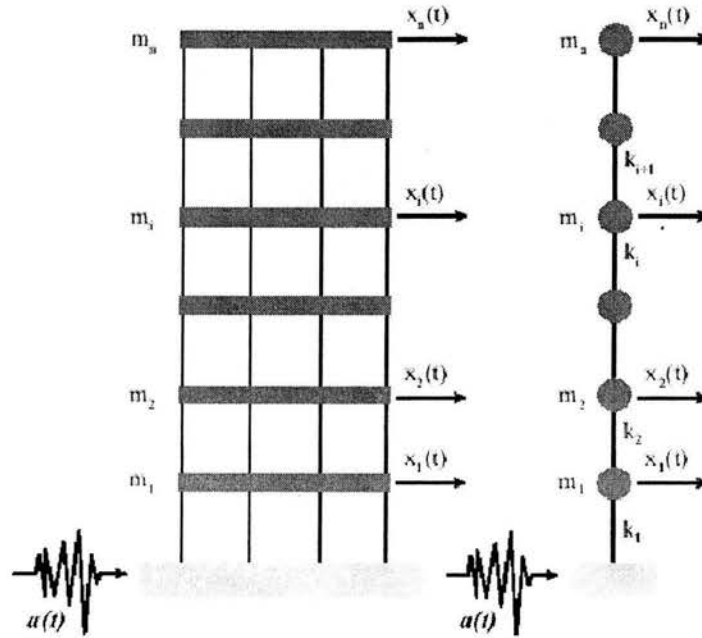


Figura A.8 Modelo para un sistema de n grados de libertad

Para completar el modelo de edificio de cortante se deben incluir de alguna manera las fuerzas de amortiguamiento asociadas a la disipación de energía que se produce durante la vibración del sistema (figura A.9). Esto se realiza habitualmente, y al igual que ya se describiera para los sistemas de un grado de libertad, mediante la definición de unas fuerzas de amortiguamiento viscoso (proporcionales a la velocidad), lo que equivale a admitir que existe un mecanismo de disipación de energía homogéneo en toda la estructura.

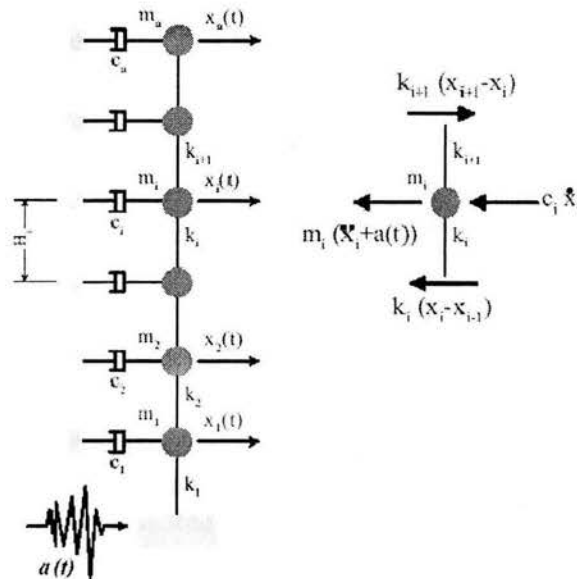


Figura A.9 Amortiguamientos y rigideces para modelos de n grados de libertad

Planteando el equilibrio dinámico para cada una de las masas m_i (figura 2.10), se obtiene

$$m_i \ddot{x}_i + c_i \dot{x}_i + (k_i + k_{i+1})x_i - k_{i+1}x_{i+1} - k_i x_{i-1} = -m_i a \quad (A.26)$$

De manera similar para todos los niveles y expresándolo de manera matricial:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -MJa \quad (A.27)$$

Donde:

- J es un vector columna con todos sus elementos iguales a la unidad
- M es la matriz de masa (diagonal) siendo n el número total de plantas, y por tanto de grados de libertad considerados
- K es la matriz de rigidez lateral, que coincide con la del problema estático (cada uno de sus términos k_{ij} representa la fuerza que aparece en la coordenada i al dar un desplazamiento unitario en el grado de libertad j)
- C es la matriz de amortiguamiento (diagonal)
- x, \dot{x} y \ddot{x} son vectores desplazamiento, velocidad y aceleración
- $a(t)$ es el acelerograma que define la acción sísmica (en la base del edificio).

$$M = \begin{pmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & m_i & & \\ & & & & \ddots & \\ & & & & & m_n \end{pmatrix} \quad K = \begin{pmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & -k_i & k_i + k_{i+1} & -k_{i+1} \\ & & & & & \ddots \\ & & & & & & k_n \end{pmatrix} \quad C = \begin{pmatrix} c_1 & & & & & \\ & c_2 & & & & \\ & & \ddots & & & \\ & & & c_i & & \\ & & & & \ddots & \\ & & & & & c_n \end{pmatrix}$$

A.3.2 Modos de vibración y frecuencias naturales

Al igual que sucedía en los sistemas de un grado de libertad, las características dinámicas intrínsecas de una estructura de n grados de libertad se obtienen considerando sus vibraciones libres no amortiguadas. En este caso las ecuaciones del movimiento A.27 se reducen a:

$$M\ddot{x} + Kx = 0 \quad (A.28)$$

Esta ecuación admite soluciones no triviales compatibles con un movimiento sin fuerzas exteriores aplicadas, de la forma:

$$x(t) = \phi e^{i(\omega t + \varphi)} \quad (A.29)$$

Donde ϕ es un vector formado por las amplitudes de los movimientos. Sustituyendo (A.29) en (A.28) se obtiene:

$$(K - \omega^2 M)\phi = 0 \quad (A.30)$$

Las ecuaciones (A.30) corresponden a un problema de obtención de valores característicos y vectores característicos. Para que haya soluciones distintas de la trivial debe cumplirse que el determinante de la matriz de coeficientes sea nulo

$$|K - \omega^2 M| = 0 \quad (A.31)$$

Como solución de este polinomio característico se obtienen n valores característicos (ω_i^2) que corresponden a las n frecuencias naturales o frecuencias propias (ω_i) con las que la estructura puede vibrar libremente. A la frecuencia más baja del sistema se le denomina frecuencia fundamental, tiene asociado un periodo fundamental:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} \quad (\text{A.32})$$

Cada valor característico (ω_i^2) lleva asociado un vector característico ϕ_i , denominado modo de vibración, que indica la forma de la deformada que adquiere el sistema vibrando con la correspondiente frecuencia natural ω_i . Dado que la ecuación A.29 es un sistema de ecuaciones homogéneas con determinante nulo, sólo es posible determinar $n-1$ componentes de ϕ_i en función de una de ellas, puede determinarse la forma con que vibra el sistema libremente pero no su amplitud. Resulta habitual normalizar estos modos, asignando un valor unidad a su primera componente.

Los n modos de vibración de un sistema de n grados de libertad son independientes y ortogonales entre sí, por lo que forman una base completa. Por tanto, cualquier movimiento del sistema puede expresarse como combinación lineal de dichos modos.

APÉNDICE B

ANÁLISIS DE FOURIER

La transformación del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, implica en gran medida el manejo del análisis de Fourier que se aplica a funciones continuas y periódicas. Evidentemente, las señales que se obtienen en una prueba de vibración ambiental o en cualquier otro tipo de prueba experimental, no son funciones periódicas. Antes de presentar el análisis de Fourier para señales de este tipo, que es el que nos interesa, es conveniente presentar primero el análisis convencional para funciones continuas y periódicas; posteriormente veremos la manera en que tratan las señales de tipo experimental.

Una función periódica $x(t)$ que varía en el tiempo puede definirse como:

$$x(t) = x(t + nT_p) \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (\text{B.1})$$

Siendo T_p es el periodo fundamental de la función $x(t)$. Con pocas excepciones en la práctica, una función periódica puede ser expresada como una serie de Fourier de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$x(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cos 2\pi n f_1 t + b_n \text{sen} 2\pi n f_1 t) \quad (\text{B.2})$$

Donde

$$f_1 = \frac{1}{T_p} \quad (\text{B.3})$$

$$a_n = \frac{2}{T_p} \int_0^{T_p} x(t) \cos 2\pi n f_1 t \, dt \quad n = 0, 1, 2, \dots \quad (\text{B.4})$$

$$b_n = \frac{2}{T_p} \int_0^{T_p} x(t) \text{sen} 2\pi n f_1 t \, dt \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (\text{B.5})$$

f_1 es llamada frecuencia fundamental y representa el número de ciclos por unidad de tiempo que presenta la función, y a_n y b_n son llamados coeficientes de la serie de Fourier ó componentes armónicos.

De esta manera, la serie de Fourier nos permite descomponer una función cualquiera $x(t)$ en una suma infinita de funciones senoidales. Por inspección de las fórmulas, las frecuencias de los componentes armónicos son múltiplos enteros de f_1 ; así, para cada frecuencia que sea múltiplo entero de f_1 , se tendrá un valor de a_n y otro de b_n . La magnitud de los coeficientes de Fourier a_n y b_n correspondientes a una cierta frecuencia f indican la cantidad de esa frecuencia que está presente en la función original $x(t)$; de esta manera, si graficamos en el eje de las abscisas las

frecuencias f y en el eje de las ordenadas la magnitud de los coeficientes a_n ó b_n , (ó más comúnmente la cantidad $\sqrt{a_n^2 + b_n^2}$), se obtiene un espectro de Fourier, que nos proporciona información acerca de qué frecuencias están presentes en la señal y en qué cantidades. En un espectro se observan como picos las frecuencias dominantes.

La serie de Fourier y sus coeficientes pueden expresarse también en forma compleja utilizando la identidad de Euler:

$$e^{i\theta} = \cos\theta + i \operatorname{sen}\theta \quad (\text{B.6})$$

A partir de esta ecuación podemos expresar dos nuevas ecuaciones más:

$$\cos\theta = \frac{e^{i\theta} + e^{-i\theta}}{2} \quad (\text{B.7})$$

$$\operatorname{sen}\theta = \frac{e^{i\theta} - e^{-i\theta}}{2i} \quad (\text{B.8})$$

Haciendo $\theta = n\omega t$, sustituyendo las ecuaciones (B.7) y (B.8) en (B.2) y simplificando, se tiene la representación compleja de la serie de Fourier

$$x(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} C_n e^{in\omega t} \quad (\text{B.9})$$

Y la representación compleja de los coeficientes de Fourier se vuelve una sola ecuación:

$$C_n = \frac{1}{T} \int_0^T x(t) e^{-in\omega t} dt \quad (\text{B.10})$$

Como se ha mencionado arriba, este desarrollo de la serie de Fourier no es aún aplicable a las señales que se obtienen en las pruebas de vibración ambiental o a partir de otras pruebas experimentales, dado que éstas no son periódicas. No obstante, puede hacerse el siguiente artificio: si se considera a la señal experimental como una función que tiene un periodo infinito, esto es, $T_p \rightarrow \infty$, ya puede considerársele como una función periódica, con periodo infinito.

Para poder sustituir $T \rightarrow \infty$ en la representación compleja de los coeficientes de Fourier, hacemos $\Delta f = \frac{1}{T}$ y $n\omega = 2\pi f_n$, ya que $\omega = 2\pi f_1$ (esto debido a que el valor de la frecuencia f es un múltiplo entero de la frecuencia fundamental f_1). También podemos modificar el intervalo de integración original de 0 hasta T por un nuevo intervalo de integración desde $-T/2$ hasta $T/2$, pues lo único que se está haciendo es mover el periodo a la izquierda en $T/2$. La ecuación compleja de los coeficientes de Fourier queda entonces:

$$C_n = \Delta f \int_{-T/2}^{T/2} x(t) e^{-i2\pi f_n t} dt \quad (\text{B.11})$$

Sustituyendo la ecuación (B.11) en (B.9) tenemos

$$x(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} \left\{ \Delta f \int_{\frac{-T}{2}}^{\frac{T}{2}} x(t) e^{-i2\pi f_n t} dt \right\} e^{i2\pi f_n t} \quad (\text{B.12})$$

Ahora tomamos el límite de la expresión cuando $T \rightarrow \infty$. Δf , al estar multiplicada, puede ser colocada al final del segundo miembro.

$$x(t) = \lim_{T \rightarrow \infty} \sum_{n=-\infty}^{\infty} \left\{ \int_{\frac{-T}{2}}^{\frac{T}{2}} x(t) e^{-i2\pi f_n t} dt \right\} e^{i2\pi f_n t} \Delta f \quad (\text{B.13})$$

Al hacer $T \rightarrow \infty$ obtenemos

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i2\pi f t} dt \right\} e^{i2\pi f t} df \quad (\text{B.14})$$

La expresión encerrada entre llaves es solamente función de la frecuencia f puesto que cuando se multiplica la función $x(t)$ por $e^{-i2\pi f t}$ y se integra desde $-\infty$ hasta ∞ , el valor de t queda fijo y se vuelve constante. La función únicamente cambia de valor cuando f (que se ha vuelto continua dado que $T \rightarrow \infty$), varía. Denominando a la función entre llaves como $X(f)$ por estar solamente en función de la frecuencia, tenemos:

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i2\pi f t} dt \quad (\text{B.15})$$

La expresión anterior se conoce como transformada de Fourier, aplicable a funciones y señales periódicas y no periódicas, como las señales provenientes de la Vibración Ambiental. Sustituyendo esta ecuación en (B.14), tenemos

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(f) e^{i2\pi f t} df \quad (\text{B.16})$$

Expresión denominada transformada inversa de Fourier.

En la práctica, $x(t)$ es una señal finita, por lo que se estima la transformada con

$$X(f) = \int_0^T x(t) e^{-i2\pi f t} dt \quad (\text{B.17})$$

La transformada de Fourier de una función finita es diferente de una función infinita, puesto que en la primera aparecen ordenadas espectrales adicionales debido al truncamiento de la función. Esto genera un gran incremento de frecuencias ajenas a la señal original finita $x(t)$ y conduce a que la transformada de una función finita no pueda calcularse exactamente sino solamente estimarse (Guzmán et. al., 1992).

También debe mencionarse que la señal experimental finita no es continua sino de tipo discreto, pues corresponde al registro de un fenómeno físico real. Si la señal $x(t)$ se muestrea en N puntos igualmente espaciados a una distancia Δt uno del otro, y los tiempos de muestreo son $t_n = n\Delta t$, la señal $x(t)$ puede ser discretizada en la forma siguiente:

$$x_n = x(n\Delta t) = \{x(0), x(T), x(2T), \dots, x((N-1)T)\} \quad (\text{B.18})$$

Entonces, para una frecuencia arbitraria f la versión discreta de la transformada de Fourier es

$$X(f) = \Delta t \sum_{n=0}^{N-1} x_n \exp[-i 2 \pi f_n \Delta t] \quad (\text{B.19})$$

Los valores discretos de frecuencia que usualmente, se escogen para el cálculo de $X(f)$ son

$$f_k = \frac{k}{T} = \frac{k}{N\Delta t} \quad k = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad (\text{B.20})$$

En estas frecuencias, los componentes de Fourier están dados por la expresión

$$X_k = \frac{X(f_k)}{\Delta t} = \sum_{n=0}^{N-1} x_n \exp\left[-i \frac{2 \pi k n}{N}\right] \quad k = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad (\text{B.21})$$

Donde Δt ha sido incluido con $X(f_k)$ para tener un factor de escala unitario antes de la sumatoria. No obstante, el cálculo de la Transformada Discreta de Fourier (TDF) mediante la fórmula anterior requiere de un gran número de multiplicaciones, y por esto resulta impráctico el cálculo de la TDF en su forma original; es por ello que se han desarrollado algoritmos para el cálculo rápido de dicha transformada, que reducen el número de operaciones por efectuar, siempre y cuando el tamaño de la secuencia original sea $N = 2^r$, es decir, una potencia de 2, siendo N el número de puntos muestreados.

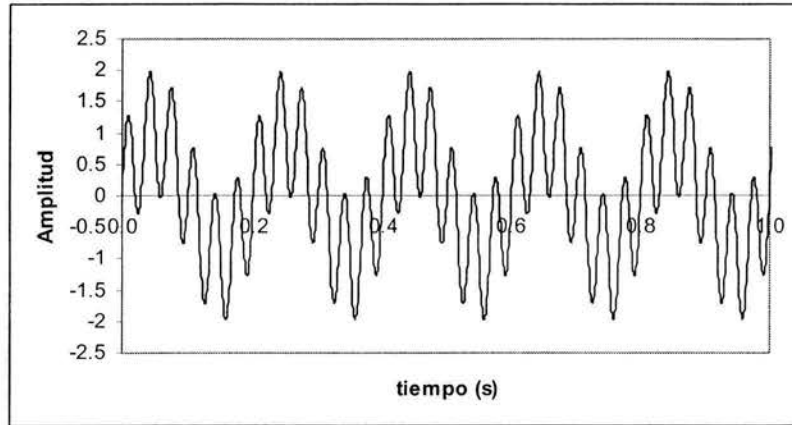
El cálculo de la TDF originalmente requiere de N^2 multiplicaciones. Los algoritmos para el cálculo de la Transformada Rápida de Fourier (TRF) reducen el número de multiplicaciones requeridas haciéndolo del orden de $1/2 N \log^2(N)$ con la desventaja de requerirse un número de elementos en la función $x(t)$ que sea potencia de 2. En la práctica se agregan ceros a los registros hasta completar el tamaño apropiado de $N = 2^r$.

Como medida de comparación, en este trabajo se usaron muestras de 2048 puntos, con lo que la TDF requiere de $2048^2 = 4'194,304$ multiplicaciones y la TRF solamente de $(1/2)(2048) \log^2(2048) \approx 11,228$ multiplicaciones.

Para ejemplificar el concepto de transformada de Fourier, consideremos la siguiente función trigonométrica

$$y(t) = \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot 5 \cdot t) + \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot 30 \cdot t) \tag{B.22}$$

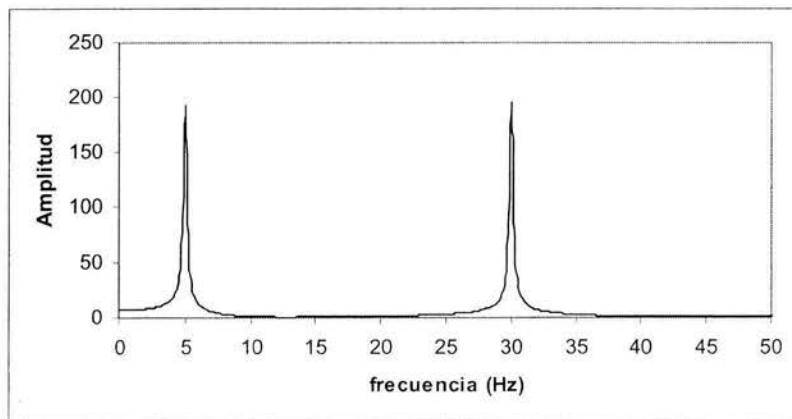
Evidentemente, al inspeccionar la ecuación se concluye que las frecuencias de la función en todo instante de tiempo t son 5 y 30 Hz. Su gráfica es la siguiente:



De la gráfica no es posible extraer información relacionada con la frecuencia que tiene la función. Su transformada de Fourier es

$$Y(f) = \int_{-\infty}^{\infty} [\text{sen}(2 \cdot \pi \cdot 5 \cdot t) + \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot 30 \cdot t)] e^{-i2\pi f t} dt \tag{B.23}$$

Y la gráfica es



Donde puede identificarse claramente el contenido de frecuencias de la función. De aquí que sea valioso contar con esta herramienta para realizar análisis espectrales a las señales de vibración ambiental, pues la obtención de frecuencias de vibración en los registros de aceleración es parte fundamental en la determinación de otras propiedades dinámicas.

APENDICE C

MODELO MATEMÁTICO DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

Para poder modelar y posteriormente calcular los efectos ISE es necesario dividir el problema en sistemas que se analicen por separado. Es decir la interacción entre el suelo y la estructura es la suma de dos efectos que se llaman interacción inercia e interacción cinemática.

Si se considera que la excitación sísmica en la base de la estructura es igual al movimiento de campo libre, es decir el movimiento que se tendría en el suelo en ausencia de la estructura, el efecto de interacción proviene entonces de la inercia y flexibilidad del sistema. Este efecto se conoce como interacción inercial y está controlado por el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo.

La interacción cinemática consiste esencialmente en determinar la excitación efectiva de la cimentación provocada por el movimiento sísmico. Tal excitación representa el movimiento de entrada que resulta de superponer el campo libre con el campo difractado por la cimentación supuesta carente de masa y perfectamente rígida. Este es en realidad un movimiento ficticio, puesto que se obtiene ignorando la presencia de la estructura. Este efecto se origina porque la rigidez de la cimentación le impide ajustarse a las deformaciones del suelo causadas por el movimiento de campo libre, generándose un fenómeno de difracción de ondas que modifica el movimiento del suelo en la proximidad del cimiento. La superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno con las ondas difractadas por el cimiento provoca un movimiento de entrada para la cimentación diferente del movimiento de campo libre (Avilés, 2004 et. al).

Como se ve, los efectos de interacción entre el suelo y la estructura es posible descomponerlos en inerciales y cinemáticos (Whitman y Bielak, 1980). El alargamiento del periodo fundamental, la modificación del amortiguamiento asociado y la reducción de la ductilidad, con respecto a los valores que tendría la estructura supuesta con base rígida, son producto de la interacción inercial (Avilés y Pérez-Rocha, 2002). Si el cimiento es suficientemente rígido, la interacción cinemática se manifiesta en una reducción de los movimientos de traslación de la cimentación, fenómeno conocido como filtrado de la excitación sísmica, así como en la generación de cabeceo y torsión de la cimentación (Luco y Wong, 1987), todo ello debido a su efecto promediador.

Para incluir ambos efectos se sugiere realizar el cálculo en tres fases. En la primera fase se calculan los movimientos de la cimentación, tomando en cuenta su geometría y excavación pero sin estructura. En la segunda fase se calcula la matriz de rigidez dinámica de la cimentación, aplicando fuerzas y momentos armónicos a la misma, obteniendo los desplazamientos y giros correspondientes. En la tercera fase se lleva a cabo el cálculo dinámico de la estructura y la cimentación (representada por la matriz de rigidez dinámica calculada en la segunda fase) sometida a la excitación sísmica de la primera fase. (Roesset et.al. 2003)

En forma general, los métodos de análisis en el dominio de la frecuencia pueden agruparse en directos y de superposición. En los métodos directos, el sistema suelo-estructura se analiza completo ante excitación armónica en un punto de control localizado en la superficie del terreno o bien en la roca basal subyacente. Así se obtiene la función de transferencia del sistema, que en combinación con la síntesis de Fourier permite determinar la respuesta estructural ante excitación sísmica. En los métodos de superposición el sistema acoplado se descompone en dos sistemas independientes (Kausel et al, 1978): uno para la interacción cinemática, definido por la estructura

supuesta sin masa y sujeta a la excitación sísmica; y otro para la interacción inercial, definida por la estructura con masa sometida a las fuerzas de inercia que resultan de considerar la aceleración cinemática. Los métodos de superposición resultan atractivos porque los efectos cinemáticos e inerciales se analizan por separado, lo que permite seleccionar diferentes modelos para su evaluación.

El principio de superposición para la solución de la interacción suelo-estructura establece que la interacción total es la suma de la interacción cinemática más la interacción inercial, como se muestra esquemáticamente en la figura C.1

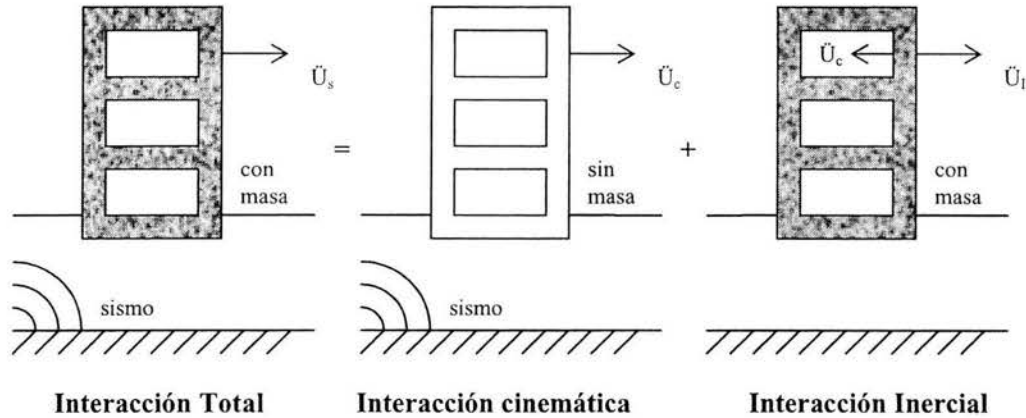


Figura C.1 Principio de superposición de efectos ISE

Para demostrarlo, supóngase que la ecuación general de movimiento del sistema acoplado está dada en notación matricial por:

$$M_s \ddot{U}_s + C_s \dot{U}_s + K_s U_s = -M_s \ddot{U}_G \tag{C.1}$$

Donde

- M_s matriz de masas del sistema suelo-estructura
- C_s matriz de amortiguamiento del sistema suelo-estructura
- K_s matriz de rigideces del sistema suelo-estructura
- U_s vector de desplazamientos del terreno en un punto de control arbitrario
- U_G vector de desplazamientos del terreno en un punto de control arbitrario.

Esta ecuación es posible descomponerla en dos ecuaciones equivalentes, que en notación matricial resultan ser:

$$M_c \ddot{U}_c + C_s \dot{U}_c + K_s U_c = -M_s \ddot{U}_G \tag{C.2}$$

$$M_s \ddot{U}_I + C_s \dot{U}_I + K_s U_I = -M_I \ddot{U}_c \tag{C.3}$$

El movimiento U_c representa la interacción cinemática que resulta de aplicar la excitación sísmica al sistema suponiendo que la estructura carece de masa, lo que implica que no se generen fuerzas de inercia en ella. Si la cimentación se supone completamente rígida, lo cual generalmente es válido

para fines prácticos, las distorsiones provocadas por la variación espacial del movimiento del terreno alrededor de ella no pueden ocurrir, razón por la que no se transmiten deformaciones a la estructura que se mueve entonces como cuerpo rígido. Por consiguiente, para determinar la interacción cinemática no se requiere de la estructura misma, sino solamente de la cimentación rígida carente de masa.

En tanto que el movimiento U_I representa la interacción inercial que resulta de cargar solamente la estructura con las fuerzas de inercia definidas por la masa de la estructura y la aceleración debida a la interacción cinemática. Es evidente que los desplazamientos y esfuerzos totales del sistema se obtienen al sumar los calculados en las dos etapas de interacción.

El término de carga de la ecuación C.3 tiene componentes no nulos sólo en los grados de libertad de la estructura, puesto que en M_I se excluye la masa del suelo. Entonces, si el problema de interacción se formula en el dominio de la frecuencia, pueden eliminarse los grados de libertad del suelo mediante condensación estática. De esta forma, es posible sustituir al suelo por funciones de impedancia para cada uno de los grados de libertad de la cimentación. Por tanto, la solución total para el caso de cimentaciones rígidas puede descomponerse en tres pasos, ver figura, que consisten en lo siguiente:

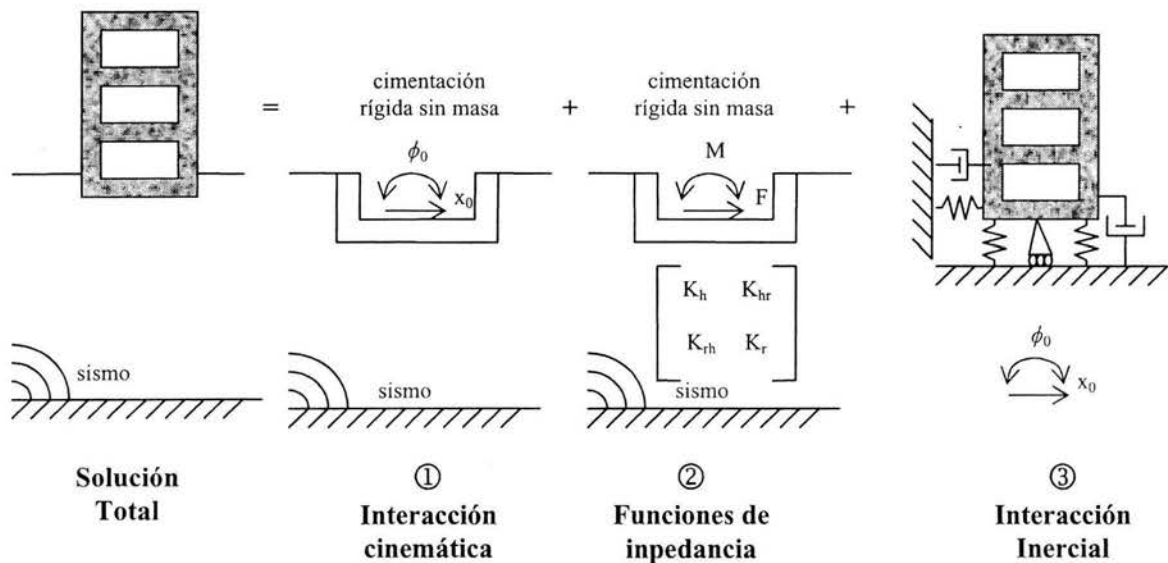


Figura C.2 Solución en tres pasos

1. Interacción cinemática: Determinación del movimiento de la cimentación rígida sin masa generado por la excitación sísmica. En general, este movimiento efectivo consta tanto de traslaciones como de rotaciones, aun si la cimentación no se encuentra enterrada. Sólo para cimentaciones superficiales sujetas a ondas planas con incidencia vertical, el movimiento de la cimentación es idéntico al de campo libre.

2. Funciones de impedancia: Cálculo de las rigideces dinámicas de la cimentación rígida sin masa, las cuales se definen mediante las fuerzas y los momentos necesarios para producir desplazamientos y rotaciones armónicos unitarios en la cimentación, respectivamente. Las funciones de impedancia

son dependientes de la frecuencia de la excitación y representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo.

3. Interacción inercial: Determinación de la respuesta de la estructura real apoyada sobre los resortes y amortiguadores sustitutos del suelo calculados en el paso 2 y sometida en su base al movimiento efectivo calculado en el paso 1. Para ello se recurre al método de la respuesta compleja en la frecuencia, con lo que se obtiene la función de transferencia del sistema.

SISTEMA EQUIVALENTE

Si la estructura de varios grados de libertad responde en su condición de base rígida esencialmente como un oscilador elemental, el sistema suelo-estructura puede reemplazarse por el sistema equivalente que se muestra en la figura C.3. Los parámetros M_e , K_e , C_e y H_e representan la masa, rigidez, amortiguamiento y altura efectivos correspondientes al modo fundamental de base rígida. Además, D_f es la profundidad de desplante de la cimentación, mientras que M_c y J_c son la masa de la cimentación y el momento de inercia de dicha masa con respecto al eje de rotación de la base. La inercia rotacional de la masa de la estructura se ha despreciado (Avilés et al, 2004).

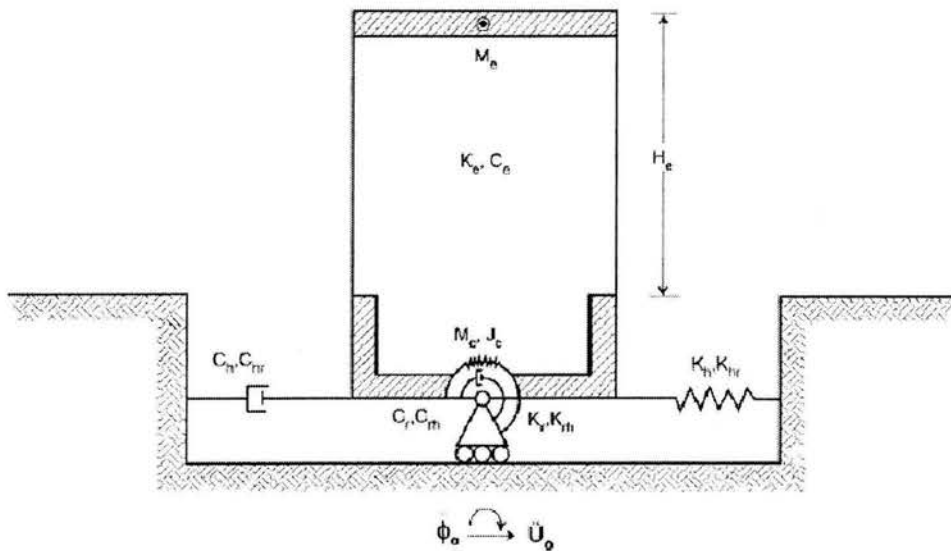


Figura C.3 Sistema equivalente

Los parámetros modales del oscilador elemental se obtienen a partir del periodo y amortiguamiento del modo fundamental de base rígida, e igualando el cortante basal y momento de volteo asociados a dicho modo con el cortante basal y momento de volteo del oscilador, lo que conduce a las siguientes expresiones (Wolf, et al 1985).

$$M_e = \frac{(\sum M_n \phi_{1n})^2}{\sum M_n \phi_n^2} \tag{C.4}$$

$$K_e = 4\pi^2 \frac{M_e}{T_e^2} \tag{C.5}$$

$$C_e = 4\pi\xi_e \frac{M_e}{T_e^2} \quad (C.6)$$

$$H_e = \frac{\sum M_n \phi_n h_n}{\sum M_n \phi_n} \quad (C.7)$$

Donde:

- T_e es el periodo fundamental
 ξ_e es el amortiguamiento viscoso de la estructura con base rígida
 M_n es la masa del nivel n-ésimo
 h_n es la altura desde el desplante del nivel n-ésimo
 ϕ_n es la amplitud modal del primer modo en el n-ésimo nivel

El sistema equivalente consta de tres grados de libertad que son: U_e , la deformación de la estructura; U_c , el desplazamiento de la base relativo al movimiento efectivo U_0 de traslación; y θ_c , la rotación de la base relativa al movimiento efectivo θ_0 de rotación. Para vibraciones pequeñas, el desplazamiento lateral de la estructura es igual a $U_0 + U_c + (H_e + D_f)(\theta_0 + \theta_c) + U_e$ mientras que el desplazamiento y cabeceo de la cimentación son iguales a $U_0 + U_c$ y $\theta_0 + \theta_c$, respectivamente.

Para obtener las ecuaciones de movimiento del sistema equivalente se deben plantear el equilibrio dinámico de la masa de la estructura en traslación y el equilibrio dinámico de la masa de la cimentación en traslación y rotación.

APÉNDICE D

EL MÉTODO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL

Para el diseño sísmico de estructuras ubicadas en las zonas II y III será permisible tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio y la interacción suelo–estructura. Cuando así se proceda se aplicarán al cuerpo principal de las “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo” (Abril 2001) las disposiciones que contenidas en este Apéndice. En todos los aspectos que no cubre el Apéndice son aplicables las demás disposiciones de las Normas.

Los efectos de interacción suelo–estructura se tomarán en cuenta aplicando las modificaciones que contiene la presente sección. Estos efectos pueden despreciarse cuando se cumpla la condición:

$$\frac{T_e}{T_s} \frac{H_s}{H_e} > 2.5 \quad (\text{D.1})$$

Donde:

H_s profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés

H_e altura efectiva de la estructura

T_e Te periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable

Cuando se utilice el método estático, H_e se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a la altura total; cuando se emplee el análisis dinámico modal, será igual a:

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i} \quad (\text{D.2})$$

Donde:

ϕ_i es la amplitud del desplazamiento modal del i-ésimo nivel sobre el desplante

D.1 Análisis estático

La fuerza cortante basal de la estructura en la dirección de análisis, corregida por interacción con el suelo, se calculará con la expresión:

$$\tilde{V}_0 = aW_0 - (a - \bar{a})W_e \quad (\text{D.3})$$

Donde:

W_0 peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas

W_e peso efectivo de la estructura que se tomará como 0.7 W_0 , excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a W_0

a ordenada espectral para el periodo fundamental de la estructura con base rígida, usando $\beta=1$

\bar{a} ordenada espectral para el periodo efectivo del sistema suelo–estructura

$$\beta = \left(\frac{\xi_e}{\xi_e} \right)^\lambda \quad \text{Para } \tilde{T}_e \leq T_b \quad (D.4)$$

$$\beta = 1 + \left(\left(\frac{\xi_e}{\xi_e} \right)^\lambda - 1 \right) \frac{T_b}{\tilde{T}_e} \quad \text{Para } \tilde{T}_e > T_b \quad (D.5)$$

Donde:

- λ = 0.5 y 0.6 para las zonas II y III, respectivamente
- ξ_e es el amortiguamiento efectivo del sistema suelo–estructura, el cual no se tomará menor que 0.05 ni mayor que 0.08
- ξ_e es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base indeformable, la cual se tomará igual a 0.05

Cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor \tilde{V}_0/V_0 para obtener la respuesta modificada por interacción, siendo $V_0 = aW_0$ la fuerza cortante basal de la estructura con base indeformable. El valor de este factor en ninguna situación se tomará menor que 0.75.

Los desplazamientos laterales de la estructura en la dirección de análisis, corregidos por interacción con el suelo, se determinarán con la expresión

$$\tilde{X}_i = \frac{\tilde{V}_0}{V_0} \left(X_i + (h_i + D) \frac{M_0}{K_r} \right) \quad (D.6)$$

Donde:

- M_0 momento de volteo en la base de la cimentación
- X_i desplazamiento lateral del i-ésimo nivel de la estructura con base rígida, calculados usando las fuerzas sísmicas sin modificar por interacción
- D profundidad de desplante
- K_r rigidez de rotación de la cimentación, que se calcula como se indica en la sección 2.3.3.4

D.2 Análisis dinámico modal

La fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, corregida por efectos de interacción con el suelo, se calculará con la expresión:

$$\tilde{V}_1 = \alpha W_e \quad (D.6)$$

Donde α se obtiene como se indica en relación con el análisis estático y W_e como:

$$W_e = \frac{(\sum W_i \phi_i)^2}{\sum W_i \phi_i^2} \quad (D.7)$$

Los efectos de interacción se tendrán en cuenta sólo en el modo fundamental de vibración; la contribución de los modos superiores se determinará como se establece para estructuras sin interacción. Cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor V_1/V_0 para obtener la respuesta modificada por interacción, siendo $V_1 = aWe$ la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base indeformable. El valor de este factor en ningún caso se tomará menor que 0.75. Los desplazamientos laterales modificados por efectos de interacción se calcularán como se especifica en relación con el análisis estático. Las respuestas modales se combinarán con criterios similares a los establecidos para estructuras sin interacción, a fin de obtener la respuesta total.

D.3 Periodo y amortiguamiento efectivos

El periodo efectivo del sistema acoplado suelo–estructura se determinará de acuerdo con la expresión

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2} \quad (D.8)$$

Donde:

$$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}} \quad (D.9)$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}} \quad (D.10)$$

son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar, respectivamente. Los parámetros K_x y K_r representan las rigideces de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura: K_x es la rigidez de traslación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario del cimiento, y K_r es la rigidez de rotación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria del cimiento. Los valores de estos resortes elásticos se obtendrán de la tabla de rigideces y amortiguamientos del apéndice A.6 de las NTC diseño por sismo.

El amortiguamiento efectivo del sistema acoplado suelo–estructura se determinará según la expresión:

$$\tilde{\xi}_e = \xi_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e}\right)^3 + \frac{\xi_x}{1 + 2\xi_x^2} \left(\frac{T_x}{\tilde{T}_e}\right)^2 + \frac{\xi_r}{1 + 2\xi_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e}\right)^2 \quad (D.11)$$

Donde:

$$\xi_x = \frac{\pi C_x}{T_e K_x} \quad (D.12)$$

$$\xi_r = \frac{\pi C_r}{T_e K_r} \quad (D.13)$$

son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente. Los parámetros C_x y C_r representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura; se definen como la fuerza y el momento requeridos para producir una velocidad unitaria del cimiento en traslación horizontal y rotación, respectivamente.

Los valores de estos amortiguadores viscosos se obtendrán de la tabla de rigideces y amortiguamientos del apéndice A.6 de las NTC diseño por sismo.

D.4 Rigideces y amortiguamientos de la cimentación

Los resortes y amortiguadores que se usan en sustitución del suelo dependen de las propiedades del subsuelo, pero también de las características de la cimentación y de la frecuencia de excitación. Como una aproximación será válido calcular estos parámetros para la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida, $\omega=2\pi/T_e$, siguiendo los criterios que aquí se detallan. Pueden emplearse métodos alternos basados en principios establecidos y resultados conocidos de la dinámica de cimentaciones.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de fricción, su influencia en las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se considerará evaluando las rigideces K_{xi} y K_{vi} y los amortiguamientos C_{xi} y C_{vi} de los pilotes individuales

$$K_x = \sum K_{xi} \quad (D.14)$$

$$K_r = \sum x_i^2 K_{vi} \quad (D.15)$$

$$C_x = \sum C_{xi} \quad (D.16)$$

$$C_r = \sum x_i^2 C_{vi} \quad (D.17)$$

en las que el índice i denota valores correspondientes a el i -ésima pilote; los parámetros K_{vi} y C_{vi} representan la rigidez y el amortiguamiento de la zapata en traslación vertical, respectivamente, y x_i es la distancia de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación. Las rigideces y amortiguamientos de los pilotes individuales se obtendrán usando el valor de R_x que corresponda a la zapata en cuestión.

En cimentaciones mixtas se sumará la contribución de la losa de cimentación. Será permisible tener en cuenta el efecto de grupos de pilotes usando factores de interacción estática.

Cuando se empleen pilotes de punta en estructuras ubicadas en la zona III, su influencia en el valor de K_r se considerará usando la siguiente expresión, en la que K_{vi} es la rigidez axial del i -ésimo pilote calculada como si su punta no se desplazara verticalmente:

$$K_r = \frac{1}{\frac{1}{43GR_r^3} + \sum \frac{1}{x_i^2 K_{vi}}} \quad (D.18)$$

siendo G el módulo de rigidez medio del suelo de soporte, que se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará igual a:

$$G = \frac{16\gamma}{g} \left(\frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad (D.19)$$

donde γ es el peso volumétrico medio del suelo. Los valores de γ y H_s se obtendrán a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si éstos son insuficientes para obtenerlos, se adoptará $\gamma=1.25 \text{ t/m}^3$.

REFERENCIAS

Avilés J., Pérez L. E., et. al. (2004), "Efectos de Interacción Suelo-Estructura", notas del curso impartido del 15 al 17 de marzo, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

Avilés J. y Pérez L. E. (2002) "Soil-structure interaction in yielding systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

Bazán y Meli R. (2002.) "Diseño sísmico de edificios", Limusa, 5ª. Reimpresión.

Bendat J. S. y Piersol A. G. (1989), "Random data. Analysis and measurement procedure", Wiley Interscience, New York.

Beck J. L. y Jennings P. C. (1980), "Structural identification using lineal models and earthquake records", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, pp. 145-160.

Chopra, A. K. (1995) "Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering", Prentice Hall.

Espinoza Barreras, (1999) "Determinación de características dinámicas de estructuras" Tesis de Doctorado, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puentes Universidad Politécnica de Cataluña.

Flores C., (1999). "Diagnóstico estructural de un edificio de concreto reforzado, de dieciocho niveles desplantado en la zona lacustre de la ciudad de México" Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería.

Guzmán S., Guzmán I., Murià Vila D., Fernández F (1992). "Diseño e Implementación de Captura y Procesamiento de Señales", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 0707, octubre.

Ivanovic S.S., Trifunac M. D. y Todorovska M.I. (2002), "Ambient Vibration tests of structures-a review", Bull. Indian Soc. Earthquake Tech., Special Issue on Experimental Methods.

Ivanovic S.S., Trifunac M. D. (1995), "Ambient vibration surveys of full-scale structures using personal computers-examples for Kaprielian Hall", Report No. CE 95 - 05, Los Angeles, California.

Kausel E., Whitman R. V., Morray J. P. y Elsabee F. (1978), "The spring method for embedded foundations", Nuclear Engineering and Design, Vol. 48.

Moreno P. G., Haaz M. H., Deméneghi C. A., Sanginés G. H., Legorreta C. H., López R. G., Umaña R. J. L., Sánchez E. A., Aguilar P. O., Torres G. B., Elizalde R E., López M. F., "Dictamen de seguridad estructural conforme al RCDF-93 y sus NTC. Estudio de mecánica de suelos", Facultad de Ingeniería, UNAM, noviembre 1998.

- Murià-Vila D. y González R. (1995), "Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México", *Revista de Ingeniería de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, N° 51, pp- 25-45.
- Murià-Vila D. y Rodríguez G. (2002), "Análisis de los registros sísmicos obtenidos de 1993 a 1998 en el edificio Jal", *Series del Instituto de Ingeniería, Instituto de Ingeniería, UNAM*, N° 628.
- Li Y. y Mau S. T. (1990), "A computer program for multiple input - multiple output system identification using building seismic records", *Research Report UHCEE 90-07, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Houston*.
- Luco J. E. (1980), "Soil-structure interaction and identification of structural models", *Proceedings 2nd ASCE Conference on Civil Engineering and Nuclear Power, Knoxville, Tennessee, septiembre 15-17, Vol. III, Geotechnical Topics, N° 10-1, pp. 10.1-10.30*.
- Luco J. E., Trifunac M. D. y Wong H. L. (1987), "On the apparent change in dynamic behavior of a nine-story reinforced concrete building", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 77, No. 6, pp. 1961-1983.
- Luco J. E. y Wong H. L. (1987), "Seismic response of foundations embedded in a layered half-space", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15.
- Palacios C. (2003), "Estimación de los parámetros dinámicos del edificio PC", *Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM*.
- RCDF, "Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", abril de 2001.
- Reboredo, A. B. (1996), "El análisis dinámico de construcciones sismo resistentes", *Prentice Hall*.
- Roesset, J. M. (2003), "Interacción suelo estructura un estado del arte", *SMIS, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León Guanajuato*.
- Toro A. M. (1998), "Estimación de parámetros estructurales de un edificio instrumentado aplicando una técnica de identificación paramétrica modal", *Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM*.
- Taborda R. (2004) "Determinación de propiedades dinámicas y efectos de interacción suelo-estructura en un edificio instrumentado en Acapulco", *Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM*.
- Whitman R. V. y Bielak J. (1980), "Design Earthquake Resistant Structures: Foundations", *Ed. E Rosenblueth, Pentech Press, England*.

AGRADECIMIENTOS

Esta tesis fue realizada en la Coordinación de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM, bajo la dirección del M.I. Gerardo Rodríguez Gutiérrez, como parte de un convenio entre esa dependencia y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

La realización de este trabajo no hubiera sido posible sin la cooperación y el apoyo de la SCT, que proporcionó todas las facilidades para la instrumentación de las pruebas de vibración ambiental realizadas en el edificio. También hacemos patente la eficiente labor del personal del Instituto de Ingeniería en las actividades de instrumentación.

Deseamos agradecer, muy especialmente, a nuestro director de tesis el tiempo y la disposición dedicados a este trabajo, así como los valiosos consejos y comentarios a lo largo del mismo, que nos permitieron lograr un trabajo con la calidad académica deseada. Asimismo, también agradecemos las inestimables sugerencias de los jurados de tesis, M.I. Humberto Gardea Villegas, M.I. Agustín Deméneghi Colina, Ing. Marcos Trejo Hernández y Dr. Roberto Stark Feldman.

Asimismo, queremos agradecer al Dr. David Murià Vila por la disponibilidad de la información necesaria y por proporcionarnos un espacio de trabajo dentro del Instituto de Ingeniería para la realización de este trabajo.

Estos agradecimientos no estarían completos sin mencionar a las personas que contribuyeron con su tiempo, paciencia y apoyo en este trabajo. Se reconoce aquí la compañía de Jhave Álvarez Torresvalle, Daniel Aldama Sánchez, Ponciano Trinidad, Miguel Ángel Mendoza y Juan López Morales.

En último lugar, pero no así en importancia, queremos agradecer a nuestras familias, por el incondicional apoyo que nos han prestado a lo largo de nuestros estudios y sin el cual este trabajo no hubiese sido posible. Asimismo, agradecemos a las personas que contribuyeron para que este trabajo se hiciera una realidad y que inadvertidamente hemos omitido.