



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**UNA APLICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN
SÍSMICA DE EDIFICIOS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

MARITZA GALIOTE JUÁREZ

TUTOR:

DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. GÓMEZ MARTÍNEZ ROBERTO
Secretario: DR. LÓPEZ BÁTIZ OSCAR
Vocal: DR. ESCOBAR SÁNCHEZ JOSÉ ALBERTO
1^{er}. Suplente: DR. REYES SALINAS JUVENTINO CARLOS
2^{do}. Suplente: M.I. RODRÍGUEZ GUTIÉRREZ GERARDO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

Dedicada a mis *amigos*.

Agradecimientos:

A mi mamá *Soledad* por su amor, apoyo incondicional, confianza y sabiduría inmensa.

A mi papá *Lázaro* por los consejos que me dio.

A mis hermanos *Diana* y *Ariel* que son y serán el amor de mi vida.

A *Juan Pablo* por hacer mi sueño una realidad.

A *Enrique Ramírez V.* y *César Vera M.* por su gran amistad, confianza y apoyo incondicional.

Al Dr. *José Alberto Escobar S.* por su dedicación en la dirección de la tesis, paciencia, apoyo, confianza y amistad.

A los investigadores, Dr. *Roberto Gómez M.*, Dr. *Oscar López B.*, Dr. *J. Carlos Reyes S.* y al M. en I. *Gerardo Rodríguez G.* por sus valiosos comentarios y sugerencias al presente trabajo.

Al *CONACYT* por la beca que me fue otorgada durante mis estudios de maestría.

Al *Instituto de Ingeniería* de la UNAM, por todas las facilidades técnicas proporcionadas en sus instalaciones durante la realización del presente trabajo.

CONTENIDO

RESUMEN	IV
ABSTRACT	IV
CONTENIDO	V
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2. RAZÓN DE INSTRUMENTAR ESTRUCTURAS	2
1.3. OBJETIVOS Y ALCANCES	2
CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES	5
2.1. INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS	5
2.2. EDIFICIOS INSTRUMENTADOS EN MÉXICO.....	5
CAPÍTULO 3. INSTRUMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS	9
3.1. OBJETIVOS DE LA INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS	9
3.2. PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO DE UN INSTRUMENTO SÍSMICO.....	9
3.3. TIPOS DE INSTRUMENTOS SÍSMICOS	14
3.4. CRITERIOS PARA INSTRUMENTAR UN EDIFICIO	22
3.4.1. Relación entre la respuesta estructural y las características dinámicas del suelo.....	22
3.4.2. Selección de edificios a instrumentar.....	25
3.4.3. Localización de instrumentos sísmicos	25
3.5. PROCEDIMIENTOS DE INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS	29
3.6. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE REDES DE ACELERÓGRAFOS.....	30
3.7. PRUEBAS EN EDIFICIOS INSTRUMENTADOS	30
3.7.1. Vibración ambiental.....	31
3.7.2. Vibración forzada.....	32
CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS ..	35
4.1. IDENTIFICACIÓN DE CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS	36
4.1.1. Análisis espectral	37
4.1.2. Descomposición del dominio de frecuencia.....	38
4.1.3. Determinación de los parámetros base de una estructura	39
4.1.4. Reconstrucción de la matriz de rigideces de una estructura.....	41
4.2. DETECCIÓN DE DAÑO EN EDIFICIOS	43
4.2.1. Métodos de detección de daño	43
4.2.2. Detección de daño en estructuras de cortante	44
4.2.3. Detección de daño con la matriz de transformación	45
CAPÍTULO 5. APLICACIÓN A UNA ESTRUCTURA “INSTRUMENTADA”	47
5.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	47
5.2. CALIBRACIÓN DEL MODELO DEL EDIFICIO ESTUDIADO	48
5.3. INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DEL MARCO ESTUDIADO.....	48

5.4.	COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO ESTUDIADO	49
5.4.1.	Modos y frecuencias de vibración identificados	51
5.4.2.	Reconstrucción de la matriz de rigideces	55
5.4.3.	Detección de daño	58
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		61
REFERENCIAS		63
APÉNDICE A. ANÁLISIS ESPECTRAL		67
APÉNDICE B. DESCOMPOSICIÓN EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA.....		72
APÉNDICE C. MÉTODO DE LA MATRIZ DE TRANSFORMACIÓN.....		75

RESUMEN

A pesar de que las normas de construcción mejoran día a día, con la información obtenida a partir de nuevas investigaciones y experiencias, todavía continúan ocurriendo catastróficas pérdidas humanas, en muchos países del mundo. Incluso en aquellos en los que los estudios en el campo de la ingeniería sísmica constituye una de las actividades prioritarias. Por lo anterior, se hace necesario recurrir a dispositivos que permitan identificar las propiedades dinámicas de los edificios a partir de mediciones de vibración y registros sísmicos. El objetivo de este trabajo, es definir una guía con la que se pueda realizar una metodología de análisis desde la instrumentación de estructuras de edificios hasta la aplicación de dicha instrumentación. Para lograrlo, se estudia la respuesta de un modelo analítico instrumentado de manera idealizada. El modelo será sometido a la excitación sísmica del 19 de septiembre de 1985 (reporte SCT), para distintos casos de instrumentación.

ABSTRACT

In spite of the fact that the construction norms improve day by day, with the information obtained from new investigations and experiences, catastrophic human losses still occur, in many countries of the world. Even in those in which the studies in the seismic engineering field constitutes one of the main activities. Therefore, it is necessary to resort to devices that identify the dynamic properties of the buildings from vibration measurements and seismic registrations. The objective of this paper is to define a guide to create an analysis methodology from the instrumentation of the building structures to its proper application. In order to achieve it, the response of an analytical model ideally instrumented is studied. The model will be subjected to the seismic excitation of September 19, 1985 (SCT report), for different instrumentation cases.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el mundo de la construcción, algunas de las grandes pérdidas, tanto humanas como económicas, han sido ocasionadas por los terremotos.

A lo largo de la historia se ha observado que estas pérdidas han sido causadas por un comportamiento sísmico deficiente de las estructuras. Este comportamiento puede dar lugar a fallas parciales e incluso totales de las estructuras, así como a la aparición de otros peligros, tales como incendios o explosiones, que en ocasiones incrementan de manera alarmante las pérdidas.

Actualmente, existen métodos que producen resultados satisfactorios para la detección de daño en estructuras. Estos son necesarios por las distintas condiciones de carga que se presentan en ellas como sismos, sobrecargas, viento, oleaje, vibraciones inducidas por maquinaria, corrosión, efectos térmicos, hundimientos, etc. En este sentido, el conocimiento del peligro sísmico, y el estudio del comportamiento de estructuras sometidas a las distintas condiciones de carga mencionadas tienen una importancia esencial.

Sin embargo, a pesar de que las normas de construcción existentes mejoran día a día, enriquecidas con la información obtenida a partir de nuevas investigaciones y experiencias, todavía continúan ocurriendo catastróficas pérdidas en muchos países del mundo. Incluso en aquellos en los que los estudios en el campo de la ingeniería sísmica constituye una de las actividades prioritarias.

La problemática esencial de este estudio se presenta al no contar con edificios instrumentados en el país, el desinterés que presentan los propietarios por instrumentar edificios, el apoyo económico mínimo que se le brinda a este estudio y en general la carencia de edificios instrumentados representativos localizados en zonas de mayor peligro sísmico.

A pesar de que en países como Japón y Estados Unidos sí se cuenta con una mayor instrumentación de edificios, y que por lo tanto cuentan con gran información sobre el estudio de instrumentación sísmica, esto no cubre nuestras necesidades ya que, es necesario instrumentar edificios representativos y ubicados en zonas de mayor peligro sísmico del país. Esto, al observar que nadie cubrirá los sistemas estructurales típicos de México, por su particular tipo de suelo.

La instrumentación de edificios consiste en suministrar, instalar e iniciar un servicio periódico de operación y conservación de un sistema constituido por mecanismos electrónicos capaces de registrar el efecto de los sismos en ellos (CIRES, 2005).

La instrumentación sísmica de edificios conforma una fuente de obtención de datos experimentales. Es útil para ayudar a entender el fenómeno sísmico de una mejor manera así como analizar el comportamiento de una estructura durante un sismo, evaluar datos e incluso para predecir su comportamiento ante un evento sísmico determinado. Uno de los mayores beneficios se puede reflejar en el aspecto económico esto es, el pequeño costo comparado con la inversión total que conlleva el mantenimiento o incluso la reconstrucción de una estructura.

INTRODUCCIÓN

La instrumentación sísmica de edificios implica determinar la cantidad y ubicación de los instrumentos, lo cual ha sido hecho tradicionalmente con base en la experiencia y el criterio ingenieril. Esta instrumentación sísmica de edificios se puede llevar a cabo con distintos criterios y con base en las características de los edificios (geometría, ubicación, uso y zona sísmica).

El presente trabajo propone una manera de identificar la localización de la instrumentación sísmica en edificios, criterios para la instrumentación, beneficios, información que provee y la capacidad de analizar los resultados obtenidos de este procedimiento. Esto último, al poder reconstruir la matriz de rigidez de las estructuras para así aplicar un método de detección de daño.

1.2. RAZÓN DE INSTRUMENTAR ESTRUCTURAS

Cuando una estructura se somete a la acción de aceleraciones sísmicas, la medida de sus efectos en ésta provee de información útil para estudiar y evaluar su respuesta dinámica, así como la posible evolución histórica de su comportamiento (CIRES, 2005). Por ejemplo, al instrumentar una estructura es posible obtener sus formas modales y frecuencias de vibración que se pueden utilizar para estimar su estado de daño.

La instrumentación de estructuras permite evaluar cuantitativamente su respuesta. Esto contribuye a la comprensión de su comportamiento ante cargas de gran intensidad como sismos, y con ello, mejorar los criterios de diseño y evaluación de su estado estructural.

Sin embargo, a pesar de toda la información que se obtiene y el esfuerzo realizado para instrumentar edificios representativos del país, no es suficiente si se considera que aún existen zonas sísmicas con poca o nula cobertura instrumental.

Por lo anterior, la razón de instrumentar estructuras es desarrollar métodos que permitan realizar estudios de las características dinámicas y su estado de daño, aspectos como prevención y solución de problemas afines a la presencia de eventos sísmicos.

La instrumentación de estructuras provee datos del comportamiento de edificios durante temblores. Estos datos son indispensables para mejorar el conocimiento sobre la respuesta sísmica de estructuras, especialmente de aquellas que son particulares de México.

1.3. OBJETIVOS Y ALCANCES

Cuando se presentan eventos sísmicos en los edificios, sus elementos estructurales pueden presentar cambios significativos en sus características, afectando así el comportamiento dinámico de las estructuras.

Debido al avance científico, a la creciente accesibilidad a la información y a la producción de programas de cómputo especializados en prácticamente todas las áreas del conocimiento, existe una tendencia hacia la reducción de los tiempos destinados a las actividades cotidianas del hombre. Es por eso la necesidad de tener toda esta información reunida en un solo documento en el que se expliquen los aspectos más generales y de mayor importancia en la instrumentación de edificios.

Los objetivos que se persiguen en el presente trabajo son:

1. Fomentar el interés por instrumentar edificios representativos en las regiones de mayor peligro sísmico del país.
2. Plantear un criterio para determinar la ubicación de los instrumentos sísmicos.
3. Procesar los datos que proporciona la instrumentación de edificios.
4. Establecer un criterio para evaluar las propiedades dinámicas de los modelos.
5. Detectar daño en la estructura.

CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES

2.1. INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS

Con excepción de países como Japón y Estados Unidos, que cuentan con cientos de estructuras instrumentadas, la instrumentación sísmica de estructuras a nivel mundial, aún es limitada (Murià-Vila, *et al.*, 1997).

Japón es el único país que cuenta con instalaciones necesarias para realizar pruebas de carga lateral en edificios de diez pisos a escala real. Para pruebas dinámicas, cuenta con la mesa vibradora más grande del mundo en la que se pueden probar bajo condiciones sísmicas, especímenes hasta de 2000 t. Además, cuenta con más de 2000 acelerógrafos destinados al registro del movimiento que producen en el terreno los temblores, y están distribuidos en varias ciudades. El 57% de estos acelerógrafos están colocados en edificios. Así mismo, se estima que en Estados Unidos hay cerca de 3000 acelerógrafos (Prince, 1988).

La información que se ha registrado en dichos países ha sido fundamental para la evaluación de los criterios de diseño sísmico de los edificios y contribuye a una mejor comprensión del comportamiento estructural (Murià-Vila, *et al.*, 1997).

Con lo anterior, se puede observar la importancia que han adquirido las investigaciones en la instrumentación sísmica de edificios. Por ello, se requiere instrumentar edificios del país, para captar las características locales de los suelos y la respuesta de las estructuras diseñadas y construidas en México.

2.2. EDIFICIOS INSTRUMENTADOS EN MÉXICO

El número de edificios instrumentados en México se reduce a menos de 30. La mayoría de ellos se localiza en la ciudad de México (Murià-Vila, *et al.*, 1997). Esta instrumentación se inició en 1950 en la Torre Latino Americana. En la primera etapa con transductores de desplazamiento, y posteriormente con la incorporación de acelerógrafos (Zeevaert, 1960 y 1963).

A pesar de que el resultado de los análisis de los registros sísmicos obtenidos en estas estructuras, fue una referencia para establecer los coeficientes sísmicos propuestos en las normas de construcción de la ciudad de México de esa época, esto no motivó el interés para instrumentar otros edificios. Esta situación, se presentó en la ciudad de México donde, al ocurrir los sismos de septiembre de 1985, no había ningún edificio instrumentado en el país, perdiéndose la oportunidad de registrar un sismo de gran intensidad (Murià-Vila, *et al.*, 1997).

La instrumentación sísmica de estructuras en México, tiene como primera consideración de importancia que son relativamente numerosos los tipos de edificios que se justifica instrumentar por el tipo de suelo y porque los materiales constructivos son básicamente acero y concreto reforzado. Las múltiples formas de utilización y la gran variedad de criterios de diseño hacen necesario instrumentar un gran número de estructuras típicas o representativas del país.

Ante tales perspectivas, la situación de México es muy especial ya que cuenta con numerosas construcciones de geometría y diseño muy particulares. Localizadas en poblaciones en donde la zona sísmica es la más activa del país.

Así pues, durante el sismo de Manzanillo de 1995, no había edificios instrumentados en las poblaciones afectadas con mayor intensidad. Bajo la responsabilidad del Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM), el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) y el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED); se realizó el estudio de 7 edificios instrumentados que se localizan en la ciudad de México (Tabla 2.1) para estudiar su comportamiento sísmico.

Tabla 2.1 Edificios instrumentados en la ciudad de México con datos producidos por el sismo de Manzanillo (Murià-Vila, *et al.*, 1997).

Edificio	Estructuración (zona sísmica)
PI	Concreto reforzado (suelo firme)
IMP	Concreto preesforzado (zona de transición)
IMS	Concreto reforzado (suelo blando)
MJ	Concreto reforzado (suelo blando)
SEC3	Acero (suelo blando)
PC	Concreto reforzado (suelo blando)
JAL	Concreto reforzado y losa reticular (suelo blando)

Murià-Vila, *et al.* (1997), presentaron un estudio de ocho registros sísmicos de baja intensidad obtenidos en los siete edificios instrumentados en la ciudad de México, mostrados en la Tabla 2.1.

Las estructuras consideradas cuentan con diversas variantes: marcos de vigas y columnas, con muros de concreto, estructuras prefabricadas, estructuras pre-esforzadas, marcos de losas planas y marcos de acero y las cimentaciones típicas son cajones de cimentación con contra-trabes y pilotes. Estos son una muestra de los tipos de edificios que se construyen en la actualidad.

El edificio PI lo integra un conjunto de cuatro torres que superan los 63 m de altura. Tiene una estructuración a base de columnas con dimensiones mínimas de 120×120 cm.

En 1991, en dos de las cuatro torres, se le instaló el sistema de instrumentación integrado por una red local de seis acelerógrafos digitales. Dos de los instrumentos están localizados en una de las torres, tres en otra de ellas y uno en el terreno.

El edificio IMP tiene cinco niveles. Este edificio fue instrumentado en 1990 y hasta mayo de 1996 contaba con tres acelerógrafos. Uno de los instrumentos está localizado, en la parte central de la azotea, otro en la base de la cimentación y otro en campo libre (aproximadamente a 20 m del edificio).

En junio de 1996 se incorporaron cinco acelerógrafos más. Así, se tienen tres en la azotea, tres en la base, uno en la superficie del terreno y otro de pozo a una profundidad de 80 m.

El edificio IMS lo integran tres cuerpos de doce pisos y data de los años cuarenta. Se le han instalado siete acelerómetros digitales, distribuidos a lo largo de la sección longitudinal en las azoteas, los niveles intermedios y los sótanos. La instrumentación se complementa con un acelerógrafo, ubicado en la vecindad del edificio sobre la superficie del terreno. La red acelerográfica opera desde enero de 1994.

El edificio MJ es de ocho niveles, incluyendo dos sótanos. Está formado por cinco marcos en sentido transversal y cuatro en sentido longitudinal unidos por una losa monolítica de 8 cm de espesor. Se encuentra localizado en la zona de suelo blando de la ciudad de México. En junio de 1990 se inició la operación de una red de cinco acelerógrafos. Uno se localiza en el sótano, dos en la planta baja y dos en la azotea.

El edificio SEC3 consta de tres niveles a base de marcos. Se distingue la presencia de muros de concreto de 15 cm de espesor. Está compuesto por dos estructuras (cuerpo A y cuerpo B), separados por una junta constructiva de 10 cm de espesor. Desde diciembre de 1996, el edificio cuenta con un acelerógrafo en la azotea, uno en la base del cuerpo B, así como el equipo de terreno.

El edificio PC es una estructura de 17 niveles. Sufrió ligeros daños durante el sismo de 1985, los cuales fueron reparados. A partir de 1990, quedaron instalados 11 acelerógrafos. Tres en el sótano, dos de ellos en las columnas extremas y otro en la parte central del sótano. Cuatro en los entrepisos 7 y 8 de estacionamiento, dos en el cuerpo de la torre en el nivel 6 de oficinas y dos más en el nivel de azotea.

El edificio JAL lo integra una estructura de 14 niveles con un apéndice y otra anexa de tres niveles. Su estructura es a base de losa reticular como sistema de piso, además cuenta con muros de concreto y mampostería. Se localiza en la zona de suelo blando de la ciudad de México. La instrumentación sísmica del edificio se instaló en 1992. Se seleccionaron 14 puntos de observación. Dos en pozos profundos a 20 y 45 m, uno en el terreno, cuatro en el sótano, dos en el nivel 5, dos en el nivel 10 y tres en azotea.

En general, en el estudio de Murià-Vila, *et al.* (1997), se consideraron estructuras simétricas, simples y regulares. No se consideraron edificios en esquina con distribución no uniforme de muros, efectos de escaleras, ascensores, rampas, secciones transformadas, concentraciones de carga muerta, secciones agrietadas en vigas, losas y columnas, muros de mampostería deficientemente desligados, módulos de elasticidad variables según el nivel de esfuerzos, etc.

Observaron que las máximas amplificaciones se presentaron en los edificios altos desplantados en suelos blandos. Además, se concluyó que las frecuencias naturales de vibración son sensibles al nivel de la amplitud de la excitación y varían a lo largo de ésta. Y que, a mayor amplitud de la excitación la frecuencia natural disminuye (Murià, 1995).

Por lo anterior, sería muy recomendable tomar en cuenta dos conceptos mínimos adicionales en el modelo estructural: la degradación de la rigidez de los elementos estructurales debido a los daños acumulados por sismos anteriores y los efectos de interacción suelo-estructura.

Así, se llegó a la conclusión de que las consideraciones en un análisis convencional no son suficientes en la práctica profesional. Y se establece la importancia de llevar a cabo estudios experimentales enfocados a determinar las características dinámicas *reales* de las estructuras y con esto poder analizar los criterios usados en el modelo matemático de edificios.

Ante este panorama, se puede observar que es preciso instrumentar edificios representativos y de casos particulares en ciudades y/o poblaciones del país ubicados en regiones de gran peligro sísmico.

CAPÍTULO 3

INSTRUMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS

3.1. OBJETIVOS DE LA INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS

La instrumentación sísmica de estructuras tiene como objetivo contribuir a la comprensión de su respuesta dinámica ante sismos de gran intensidad. Además de tener un mejor entendimiento de su potencial del daño. Esto conducirá a mejorar los criterios de diseño y evaluación estructural.

La información derivada de los registros sísmicos obtenidos de edificios instrumentados es fundamental. Es necesaria en el proceso de calibración de los modelos analíticos que se elaboran con las consideraciones de análisis. Así, es de gran utilidad para determinar con mayor aproximación la respuesta representativa de las estructuras y reproducir sus respuestas experimentales.

Con esta información, la reparación o refuerzo de la estructura podrá dirigirse desde un principio. En este caso, se conocerán no sólo los daños como resultado final de un proceso de deterioro, sino los detalles del mismo a lo largo del sismo. Es decir, se podrá contar con datos completos sobre causa (el movimiento del terreno) y efecto (los daños del edificio).

Sin embargo, aún no se cuentan con registros en edificios sometidos a movimientos sísmicos de gran intensidad. Ante este panorama, se tienen como objetivos primordiales (Murià-Vila, *et al.*, 2002):

1. Seguimiento de la respuesta dinámica del edificio para estudiar las modificaciones que sufren sus parámetros estructurales. Y en suelos blandos, los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) ante los movimientos sísmicos sucesivos.
2. Desarrollo y calibración de modelos estructurales. Para estimar el estado de daño con técnicas de localización y estimación de la magnitud del daño.
3. Desarrollo de modelos refinados que representen la respuesta estructural y la determinación de los parámetros de dichos modelos, que definen la respuesta estructural ante los sismos que se registren. Así como la confrontación de modelos con comportamiento elástico, elaborados con criterios comunes de la práctica profesional para determinar la respuesta dinámica de las estructuras ante sollicitaciones moderadas.
4. Análisis comparativo de las respuestas dinámicas de edificios.
5. Verificación de los procedimientos de diseño de edificios y la elaboración de recomendaciones para mejorar la práctica de análisis y diseño actual de este tipo de estructuras.

Con tales objetivos, usualmente se producen beneficios adicionales, principalmente cuando el edificio sufre daños de cierta consideración como resultado de la acción de un sismo. Si una estructura bien instrumentada sufre daños, en los registros obtenidos se tendrá la evidencia de las aceleraciones que los produjeron. De esta forma, podrán calcularse sus desplazamientos y deformaciones.

3.2. PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO DE UN INSTRUMENTO SÍSMICO

Para el estudio de fenómenos sísmicos ha sido necesario construir aparatos que registren los movimientos del terreno con una precisión que permita obtener información cuantitativa sobre diversos aspectos de los sismos (Prince, 1965).

En este capítulo se presentan en forma simplificada los principios fundamentales en los que se basa el funcionamiento de un sismógrafo, así como, sus características.

La falta de una referencia fija con respecto a la cual se efectúen las mediciones es la principal dificultad que se encuentra al tratar de reproducir gráficamente el movimiento del terreno durante un sismo. Entonces, se recurre a sistemas inerciales que hacen uso de la tendencia de los cuerpos a mantenerse en reposo. Un ejemplo clásico es el péndulo.

La mayoría de los sismógrafos consisten en algún tipo particular de péndulo, es decir, si se considera un sistema como el que se muestra en la figura 3.1, cuando el soporte experimenta el desplazamiento z , la masa m tenderá a permanecer en su sitio. Si el movimiento es muy rápido, la masa permanecerá casi estacionaria, si es muy lento se limitará a seguir el movimiento. De esta forma el desplazamiento del péndulo se atrasará o adelantará con respecto al del soporte.

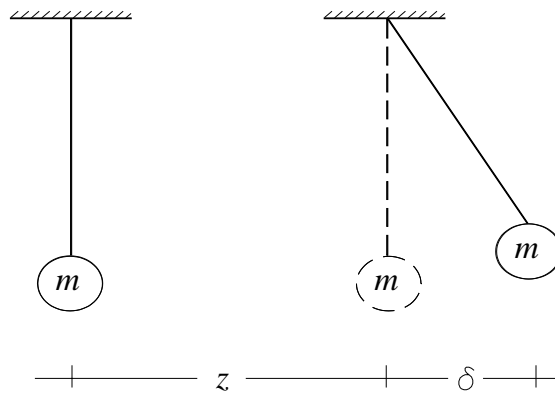


Fig 3.1. Sistema de funcionamiento básico de un sismógrafo.

Para registrar la diferencia de desplazamiento δ , se añade un medio que permita calcular los movimientos de masa y soporte. De esta forma se completa un sismógrafo elemental como el mostrado en la figura 3.2. En el sistema mostrado (figura 3.2), al ocurrir un movimiento en dirección vertical, la masa lo seguirá aún después de que el soporte se haya detenido, por lo tanto, establecer la relación entre el registro del movimiento de δ y el verdadero movimiento z del suelo se complica. En él, k es la constante del resorte.

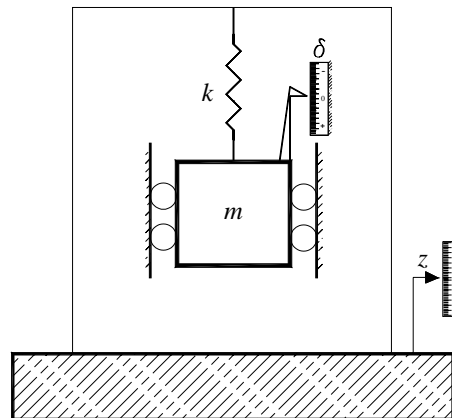


Fig 3.2. Esquema de un sismógrafo elemental.

Así, si se introduce un elemento que limite parcialmente el movimiento del péndulo mediante un fluido viscoso o un freno magnético, se generará un amortiguamiento, representado por una constante c (figura 3.3).

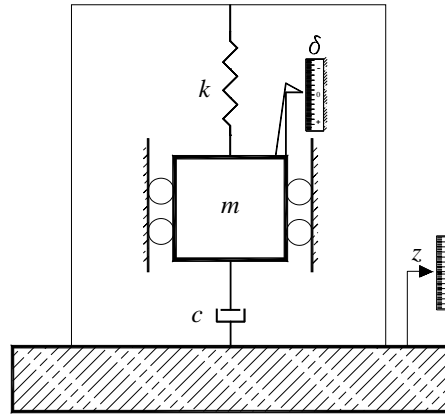


Fig 3.3. Sistema de un sismógrafo con amortiguamiento.

En la figura 3.3, el amortiguador tiene como función eliminar las oscilaciones que el péndulo trata de efectuar, durante la excitación.

Cuando un sistema como el de la figura 3.3, se utiliza para medir vibraciones, el desplazamiento relativo entre la masa y el apoyo es, por lo general, registrado gráficamente. Este instrumento puede ser diseñado para medir el desplazamiento o la aceleración del soporte. El equilibrio dinámico del sistema de la figura 3.3, está definido por la ecuación:

$$m \ddot{\delta} + c \dot{\delta} + k\delta = -m \ddot{z} \quad (3.1)$$

donde:

m , es la masa del sistema

$\ddot{\delta}$, representa la aceleración relativa del sistema

c , es el coeficiente de amortiguación

$\dot{\delta}$, representa la velocidad relativa del sistema

k , es un elemento resorte

δ , representa el desplazamiento relativo del sistema

El segundo miembro de la ecuación (3.1) tiene signo negativo, esto indica que los sentidos positivos del desplazamiento z del terreno es opuesto al desplazamiento relativo δ . Esta característica se menciona posteriormente en la figura 3.5, de tal manera que a una z positiva corresponda una δ del mismo signo.

Si, se supone que el movimiento del soporte es de tipo senoidal, definido como:

$$z = z_0 \cos \omega t \quad (3.2)$$

donde:

z_0 , representa el desplazamiento del terreno

ω , es la frecuencia de la excitación
 t , representa un instante

Para este caso, despreciando los términos transitorios la respuesta δ es:

$$\delta = \delta_0 \cos(\omega t - \theta) \quad (3.3)$$

donde:

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\omega \cdot \frac{c}{m}}{\frac{k}{m} - \omega^2} \quad (3.4)$$

Entonces, la solución de la ecuación (3.1) puede expresarse:

$$\frac{\delta_0}{z_0} = \frac{\omega^2}{\sqrt{\left(\frac{k}{m} - \omega^2\right)^2 + \omega^2 \left(\frac{c}{m}\right)^2}} \quad (3.5)$$

Al considerar las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned} \omega_n^2 &= \frac{k}{m} = (2\pi f)^2 = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \\ c_c &= 2\sqrt{km} \\ \zeta &= \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2\sqrt{km}} \end{aligned} \quad (3.6)$$

donde:

f , es la frecuencia natural del sistema
 T , es el periodo natural del sistema
 ω_n , es la frecuencia circular natural en Hertz.
 c_c , el coeficiente de amortiguamiento crítico
 ζ , es la fracción del amortiguamiento crítico

Así, la solución de la ecuación (3.1), queda expresada como:

$$\frac{\delta_0}{z_0} = \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + 4\zeta^2 \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}} \quad (3.7)$$

donde:

$\frac{\delta_0}{z_0}$, es la respuesta relativa máxima del sismógrafo, para un movimiento armónico del soporte.

Esta ecuación puede escribirse en términos de la aceleración \ddot{z} del apoyo. Al hacer $\ddot{z}_0 = -\omega^2 z_0$, resulta:

$$\frac{\delta_0 \omega_n^2}{\ddot{z}_0} = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + 4\zeta^2 \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}} \quad (3.8)$$

Al efectuar las mismas sustituciones que en la ecuación (3.4) se tiene:

$$\theta = \tan^{-1} \frac{2\zeta \frac{\omega}{\omega_n}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \quad (3.9)$$

La relación entre $\frac{\delta_0}{z_0}$ y $\frac{\omega}{\omega_n}$ se muestra en la figura 3.4 para diversos valores de ζ .

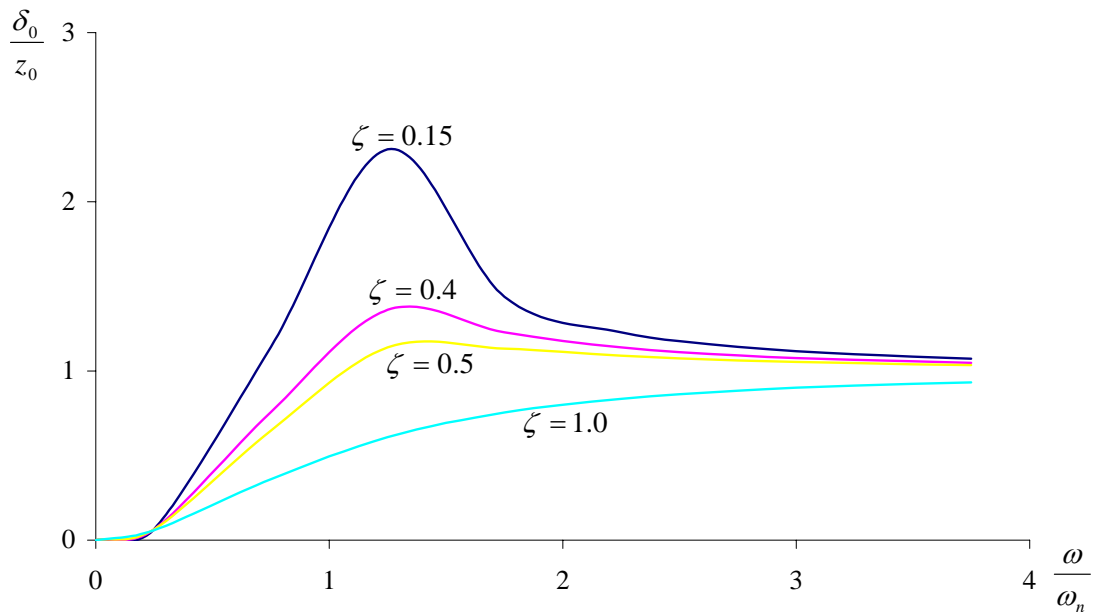


Fig 3.4. Respuesta de un sismógrafo a un movimiento armónico de su base.

Para lograr que el desplazamiento relativo ζ represente fielmente el desplazamiento z del terreno, es necesario que la relación $\frac{\delta_0}{z_0}$ sea constante para todos los valores de $\frac{\omega}{\omega_n}$. Así la respuesta de un instrumento de este tipo es proporcional a la amplitud del desplazamiento de la base para altas frecuencias de movimiento de ésta.

El intervalo de aplicación del instrumento aumenta con la reducción de su frecuencia natural de vibración reduciendo la rigidez del resorte o aumentando la masa.

En las ecuaciones (3.2) y (3.3) se puede observar que existe una diferencia en tiempo entre la ocurrencia y el registro del movimiento. En este caso se dice que z y ζ difieren en un ángulo de fase θ dado por la ecuación (3.9).

Si el movimiento no es senoidal, sino periódico, el ángulo θ será diferente para cada una de las componentes armónicas ya que depende de la relación entre las frecuencias ω y ω_n .

Es importante destacar que el movimiento del suelo en un sismo dista de ser senoidal. Así, al ocurrir un temblor, el sismógrafo o acelerógrafo modifica cada componente del movimiento senoidal del suelo, con lo establecido anteriormente. No obstante, un movimiento arbitrario puede representarse como la superposición de componentes senoidales definidas cada una en cuanto a fase y amplitud. Lo anterior constituye un espectro de Fourier que es una función continua de la frecuencia (Prince, 1965).

Así, el principio de funcionamiento del sismógrafo es medir desplazamientos. Con un mayor uso en la medición de movimientos no periódicos. Por otro lado, el acelerómetro está destinado a medir la aceleración.

3.3. TIPOS DE INSTRUMENTOS SÍSMICOS

Se mencionan algunos instrumentos sísmicos, enfatizando en aquellos que son útiles para medir la aceleración de los edificios. Así, los instrumentos para este fin pueden clasificarse como (Prince, 1965):

Acelerógrafos. Son aparatos que registran las aceleraciones que ocurren en la estructura. Un sistema de registro de aceleraciones generalmente está formado por acelerógrafos que se colocan en diversos puntos de la estructura. Estos envían información a una central de registro que puede ser análoga o digital. Con el fin de determinar el comportamiento de estructuras es posible colocar diversos tipos de sensores dependiendo de la magnitud física que se pretenda registrar (aceleración, velocidad o desplazamiento). Generalmente, la aceleración es la magnitud que mas suele utilizarse para determinar comportamiento dinámico.

Sismógrafos. Son instrumentos de gran sensibilidad, se emplean en estaciones sismológicas para estudiar, entre otras cosas, la propagación de las ondas sísmicas en el interior de la tierra y en las capas superficiales. Con estos se determina la dirección, distancia y profundidad a la que se ha originado el movimiento de sismos lejanos.

Como se observó en el subcapítulo (3.2.) anterior, el principio de funcionamiento físico de sismógrafos se basa en el de un péndulo que al producirse el movimiento del suelo la masa suspendida se desplaza

en virtud de su inercia. Estos movimientos deben ser registrados en función del tiempo y, dependiendo del tipo de movimiento al cual son sensibles, velocidad, desplazamiento o aceleración.

Actualmente existen tres tipos de sismógrafos: mecánicos, electromagnéticos y de banda ancha (Centro Nacional de Sismología, 2004). A continuación se describe cada uno de ellos:

Sismógrafos mecánicos. Es el más simple y está constituido por un detector del movimiento (sismómetro) y un sistema de palancas que lo amplifican. Está formado por una masa (m), suspendida por un resorte de constante elástica (k) y un amortiguador viscoso de constante (c) (figura 3.5).

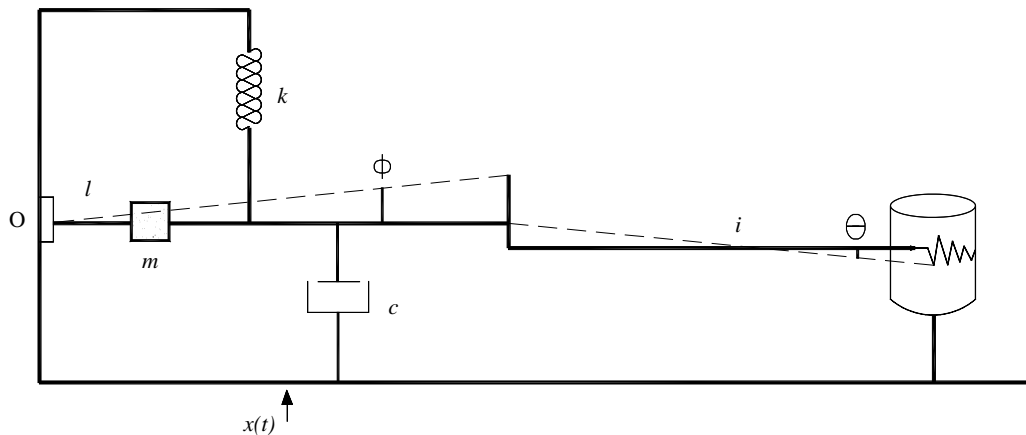


Fig 3.5. Sismógrafo con registro y amplificación mecánica (Centro Nacional de Sismología, 2004).

Cuando el soporte anclado a la superficie de la tierra recibe una excitación $x(t)$, la masa se mueve con un movimiento $y(t)$, de tal manera que el desplazamiento relativo de la masa con respecto al soporte es:

$$z(t) = y(t) - x(t)$$

Sismógrafos electromagnéticos. Usan el registro fotográfico indirecto, es decir, el desplazamiento genera una señal eléctrica que se transmite a un medidor sensible (galvanómetro) en donde se transforma nuevamente en movimiento (Prince, 1965). Esto es, el desplazamiento de la masa produce el movimiento relativo de una bobina en el campo magnético de un imán (parte móvil). Como se muestra en la figura 3.6, al producirse el movimiento del suelo se genera corriente en la bobina (proporcional a la velocidad de movimiento del suelo), la cual pasa por un galvanómetro y produce una cierta deflexión del espejo. Si se hace incidir un haz de luz sobre el espejo unido al hilo del galvanómetro, éste sufrirá una desviación que es registrada en un papel fotográfico (Centro Nacional de Sismología, 2004).

Lo anterior, proporciona el movimiento del sismómetro, tal como se ilustra en la figura 3.6. Para conocer la respuesta de todo el sistema debe considerarse por separado la respuesta del sismómetro y la del galvanómetro (figura 3.6).

Para el galvanómetro debe considerarse además, una nueva fuerza generada por la corriente I en la bobina que crea una fuerza de reacción cuyo momento con respecto al centro de suspensión es GI .

La corriente generada por la bobina pasa por el galvanómetro mediante un circuito de tal manera que la corriente que pasa por la bobina del galvanómetro es menor que I .

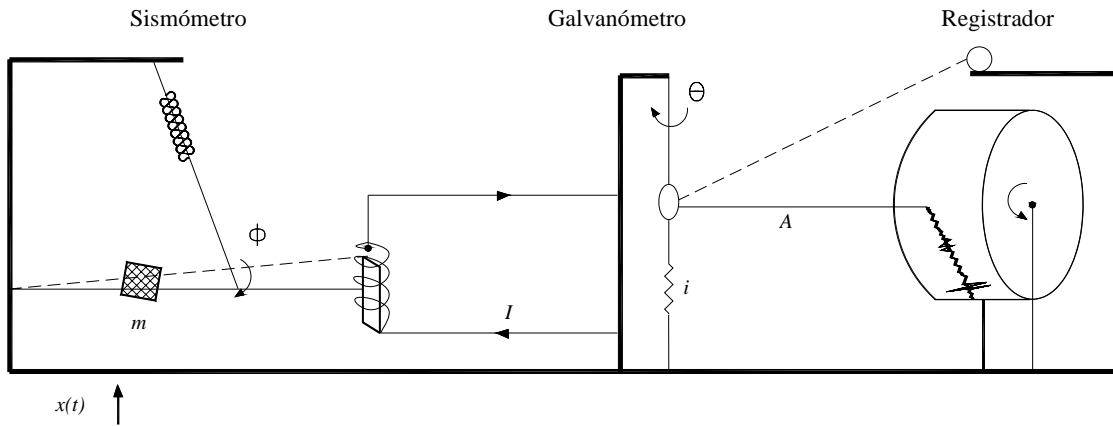


Fig 3.6. Principio de funcionamiento de un sismógrafo electromagnético y registro mediante galvanómetro (Centro Nacional de Sismología, 2004).

En resumen, se tiene que un movimiento angular del sismómetro, producido por un desplazamiento vertical $x(t)$ del suelo, genera una corriente eléctrica que mediante un circuito pasa a la bobina del galvanómetro (Centro Nacional de Sismología, 2004).

Este arreglo tiene la ventaja de que el registro puede hacerse en un lugar relativamente apartado de las partes del sismógrafo que son sensibles al movimiento del terreno (Prince, 1965).

Sismógrafos de banda ancha (figura 3.7). Anteriormente, los sismógrafos registraban información sísmica en dos diferentes intervalos de frecuencia. Periodos cortos (1 a 15 s) y periodos largos (15 a 100 s). Después de los años 70 se construyeron instrumentos que permitían registrar mayores intervalos de frecuencia y que incluían los registros de periodo corto y largo. Es decir, entre 0.1 y 100 s. Estos sismógrafos se llaman de banda ancha (Centro Nacional de Sismología, 2004).



Fig 3.7. Sismógrafo de banda ancha.

Otros tipos de sismógrafos son (Prince, 1965):

Sismógrafo de deformación. Tiene como objetivo proporcionar información que eventualmente permita correlacionar las condiciones locales de deformación del suelo con la distribución de la deformación unitaria anterior y posterior a sismos intensos.

Sismógrafos de bobina móvil. Miden la velocidad relativa del sistema $\dot{\delta}$ eléctricamente. Sus elementos principales son una bobina y un imán, que se encuentran fijos respectivamente a la masa del sistema sísmico y a la caja que sigue el movimiento z (figura 3.3). La fuerza inducida en la bobina por el movimiento de la base es proporcional a la velocidad relativa y sirve para alimentar un galvanómetro. El registro se obtiene en papel fotográfico.

La alta sensibilidad de los sismógrafos impide obtener registros completos de temblores intensos. Ello ha dado lugar al desarrollo de acelerógrafos que son aparatos que se destinan a este objetivo únicamente.

Sismoscopios. Aparatos de uso exclusivo en ingeniería sísmica, su funcionamiento está relacionado con respuestas estructurales y no con la deformación o el movimiento del terreno como en el caso de sismógrafos y acelerómetros.

Acelerómetros. Están diseñados para medir la aceleración del sitio en el que están colocados (figura 3.8).

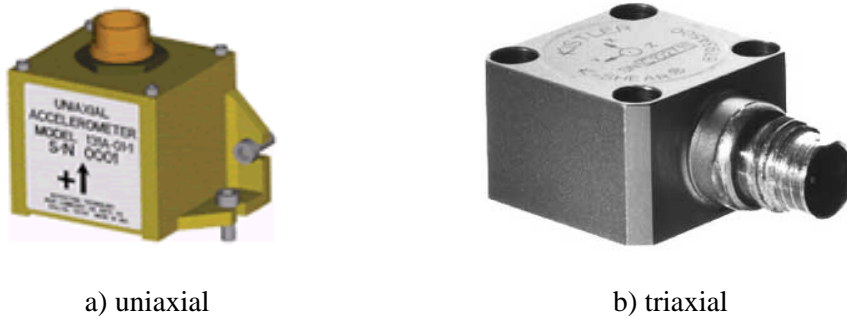


Fig 3.8. Tipos de acelerómetros (Direct Industry, 2005).

Algunos de ellos son capaces de obtener registros sísmicos en tres direcciones ortogonales (acelerómetro triaxial) y otros solamente en una (acelerómetro uniaxial). Se encuentran conectados a un dispositivo que graba el registro de la respuesta de la estructura. Pueden captar señales de pequeña amplitud, siempre y cuando sean parte de un sistema de adquisición de datos diseñado para ese fin, y los acelerómetros sean de preferencia de alta sensibilidad (0.5g) ó (1g) (servo-acelerómetros).

Para el caso de vibraciones ambientales son del orden $g/10000$, donde g es la aceleración gravitacional. Las señales son amplificadas y las frecuencias mayores a 30 Hz se filtran para eliminar ruidos de alta frecuencia, y así, contar con un registro claro. Este filtrado depende de las características de la estructura instrumentada, y el valor mencionado es usual en edificios altos desplantados en suelo blando.

Transmiten señales eléctricas que son procesadas, visualizándose en una pantalla (Escobar y García, 1997). El contenido se puede transferir a una computadora personal para su impresión en papel o para su proceso numérico.

Sistema de adquisición de datos portátil: Registra las mediciones de las vibraciones de la estructura (figura 3.9).



Fig 3.9. Sistema de adquisición de datos portátil (Direct Industry, 2005).

Transductores de desplazamiento. Registran los datos de las mediciones. Están hechos de materiales piezoeléctricos, que son capaces de registrar los desplazamientos en la estructura. Constan de dispositivo de entrada (reciben la señal a medir), dispositivo de procesamiento y un dispositivo de salida (medidor de carátula ó digital). La salida puede ser eléctrica, mecánica, química, óptica o térmica (Murià-Vila, 2005a).

Los transductores se definen como dispositivos que convierten energía o información de una forma a otra. Se emplean extensamente en el trabajo de medición de desplazamientos (figura 3.10).



Fig 3.10. Transductores de desplazamiento (Direct Industry, 2005).

Los transductores pueden ser pasivos si requieren de un generador de potencia (cuarzo, deformímetros eléctricos, etc.) y activos (generan su potencia).

Entre los transductores pasivos se encuentran los transductores de resistencia, los que están conformados por un potenciómetro para medir presiones y desplazamientos; deformímetros eléctricos para medir deformaciones, esfuerzos y presiones; y termómetros para medir temperaturas. Se encuentran también los transductores de capacitancia y los transductores de diferencia inductivos.

Por otro lado, entre los transductores pasivos se encuentran los de par termoeléctrico y los piezoeléctricos.

Transductores triaxiales. Consisten de tres elementos de medida encapsulados. Estos transductores permiten la adquisición de información multidireccional en un mismo dispositivo.

Sismómetro. Instrumento extremadamente sensible. Mide el desplazamiento relativo entre el tambor y el suelo a través de las vibraciones este último. Las señales se decodifican y almacenan en una computadora en la que se realiza el procesamiento preliminar de la información (figura 3.11). Al

mismo tiempo, con los propósitos de exhibición e inspección inmediata de las señales, la información se reconvierte al formato analógico para graficarla en papel.

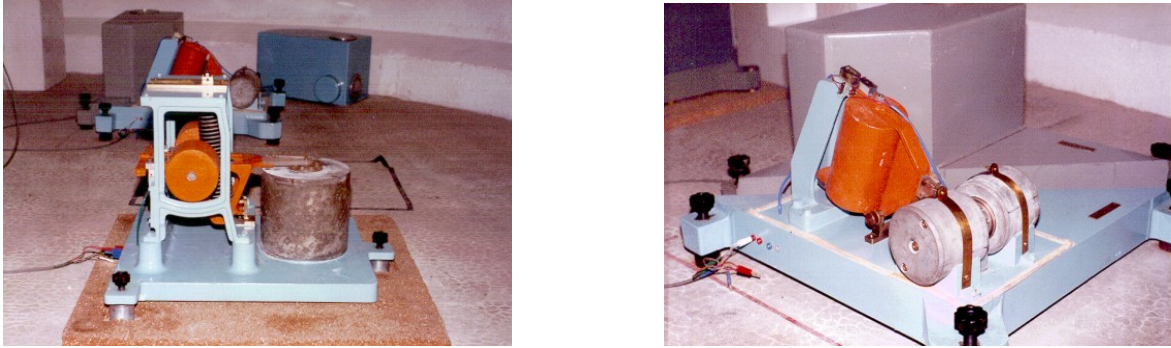


Fig 3.11. Sismómetro (Centro Nacional de Sismología, 2004).

Existen sismómetros de periodo corto y de periodo largo. Los primeros, están orientados a la detección y registro de la sismicidad regional. Estos sistemas de registro están acoplados a tres sismómetros para registrar la señal sísmica en las direcciones Norte-Sur, Este-Oeste y vertical. El intervalo de operación de este instrumento varía entre 0.2 y 2 s. Mientras que el intervalo de operación de los sismómetros de periodo largo entre 10 y 100 s.

Sensores piezoeléctricos. Son sensores basados en el efecto piezoeléctrico, que viene de “piezo” que significa apretar. Estos sensores ofrecen capacidades únicas que no se encuentran en ninguno de los otros tipos de instrumentos de medición, tales como el intervalo de amplitud y la ancha frecuencia (figura 3.12).



Fig 3.12. Sensor piezoeléctrico (Direct Industry, 2005).

Deformímetros. Se utilizan para el control de juntas de dilatación en estructuras de concreto, control de fracturas en rocas y, en general, en presas, puentes, etc., en donde se requiere un control preciso de deformaciones para estudiar los desplazamientos relativos entre bloques (figura 3.13).

Son conocidos también como extensómetros eléctricos. Se cuenta con deformímetros para medir deformaciones uniaxiales y biaxiales. Los deformímetros que se utilizan para medir deformaciones del concreto son bastante más largos que los que se utilizan para medir deformaciones en el acero. Esto, debido a que en el concreto se recomienda que el deformímetro sea por lo menos dos veces el tamaño máximo del agregado. Mientras que para el acero, al ser compuesto por material homogéneo las magnitudes para registrar las deformaciones que se presenten pueden ser menores.

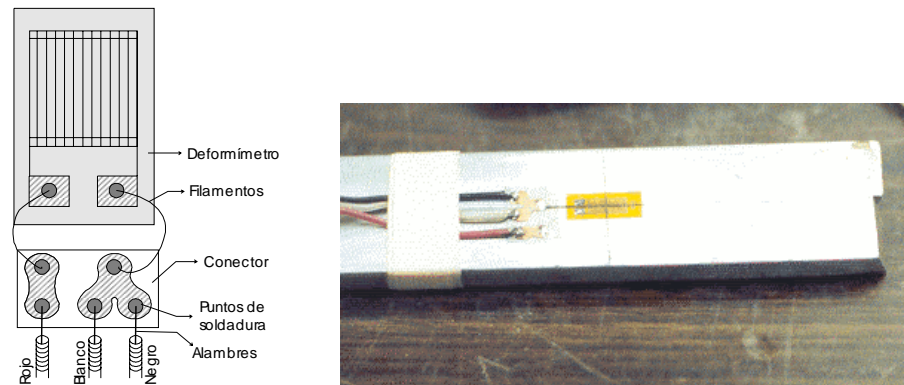


Fig 3.13. Detalle de deformímetro

El procedimiento de colocación de un deformímetro se describe a continuación (Murià-Vila, 2005b):

1. Limpiar la superficie con un solvente (acetona) para remover los residuos de grasa
2. Lijar en forma transversal la superficie donde se colocará el deformímetro y colocar una gota de acondicionador (ácido fosfórico) rebajada con agua
3. Limpiar con un papel suave de una sola pasada
4. Trazar con un lápiz de punta dura (en acero usar bolígrafo)
5. Con un algodón retirar el excedente de grafito que quedó en la superficie
6. Limpiar la superficie de medición con un neutralizador rebajado
7. Pegar el deformímetro y los conectores a una cinta adhesiva especial (cinta mailar). Esta cinta resiste hasta 200° C
8. Cubrir la superficie con un catalizador, esperar unos minutos a que se evapore
9. Colocar adhesivo en la superficie de medición y luego el deformímetro y los conectores a través de la cinta mailar
10. Prensar el deformímetro y los conectores por 2 minutos
11. Esperar alrededor de 5 minutos y retirar la cinta mailar (el deformímetro y los conectores quedaron adheridos a la superficie)
12. Quitar el óxido del conector con una pinza para poder soldarlo
13. Colocar puntos de soldadura en los conectores y en el deformímetro. Los conectores tienen dos terminales para conectar a los deformímetros y tres terminales de salida
 - Cortar hilos de alambre de cobre de tamaño adecuado y soldarlos para unir los cables del deformímetro
 - Cortar tramos de cable de cobre de tamaño adecuado y en los extremos soldar en las terminales de salida
 - Soldar los cables en los terminales de salida
14. Limpiar la superficie con Rocín-solvente para retirar los residuos de resina de soldadura
15. Revisar que el deformímetro funcione correctamente (que no haya sufrido ningún daño durante su colocación) utilizando un medidor eléctrico.

De esta manera se tiene lista la superficie a medir con el deformímetro para la prueba a efectuar.

A continuación se hace referencia a 2 diferentes instrumentos utilizados en la evaluación de propiedades de concreto. Estos equipos son utilizados en pruebas no destructivas.

Esclerómetro: también conocido como martillo de rebote o martillo de impacto, es un instrumento cilíndrico de 30 cm de longitud y 2 kg de peso aproximado (figura 3.14a). Mide la dureza superficial

del concreto y la resistencia a compresión del mismo mediante relaciones empíricas para concretos similares.

Su funcionamiento se basa en el principio de que el rebote elástico de una masa depende de la dureza de la superficie contra la cual la masa incide. El instrumento registra en una escala graduada, el valor de cada rebote cuando cae sobre el elemento (figura 3.14b), cuanto mayor sea la resistencia del elemento, el valor de rebote aumentará.

Su uso es específicamente para elementos de concreto, ya sean directamente ubicados en la estructura (muros, columnas y losas), y especímenes con forma y tamaños definidos. Los elementos ensayados deben estar necesariamente fijos. Los golpes deben hacerse directamente sobre el concreto sin recubrimiento.

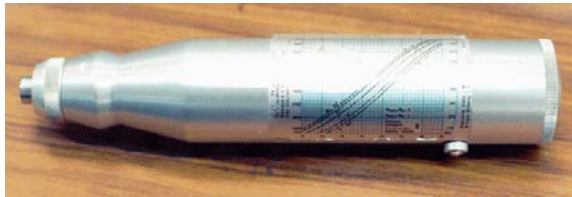
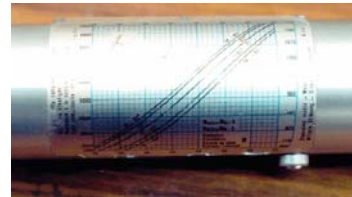


Fig 3.14a. Esclerómetro



b. Curva del esclerómetro

R-meter (pachómetro): instrumento que se utiliza en la detección y análisis del acero de refuerzo en estructuras de concreto armado mediante la formación de un campo magnético (figura 3.14).

El aparato registra los disturbios ocasionados por cualquier material magnético (como el acero de refuerzo) que se interne en el campo magnético.



Fig 3.14. Pachómetro (LAB 2005).

El equipo está conformado principalmente por un localizador y un detector. Está calibrado para leer directamente el diámetro de la varilla y el espesor del recubrimiento, es decir, la distancia entre la varilla y el detector.

El R-meter es un aparato de gran precisión que sólo excepcionalmente necesita ajustes importantes de calibración. Además, no requiere de más mantenimiento que una limpieza periódica y el ajuste a cero.

Proporciona resultados satisfactorios si los elementos estructurales están ligeramente reforzados y si las varillas no se encuentran a más de 20 cm de profundidad. Es desventajoso cuando se encuentra con

altas concentraciones de refuerzo donde es imposible determinar el espesor del recubrimiento y el diámetro de las varillas, también cuando la distancia entre las varillas es menor que 2 ó 3 veces la magnitud del recubrimiento, donde las lecturas no son confiables.

En la práctica profesional existen diversos métodos para localizar el acero de refuerzo, y para hallar los diámetros de varilla y espesores de recubrimiento.

3.4. CRITERIOS PARA INSTRUMENTAR UN EDIFICIO

Existen distintos criterios para instrumentar un edificio, estos han sido desarrollados a través del tiempo, por la experiencia adquirida al realizar distintas pruebas, y por el conocimiento de nuevos métodos de análisis de estudio de características estructurales.

El criterio que se presenta en este trabajo contiene aspectos más generales de gran importancia, teniendo como prioridad parámetros generales que a continuación se mencionan (Çelebi, 2000).

Deben considerarse aquellos edificios que se encuentren localizados en zonas de alto peligro sísmico, de lo contrario, podrían pasar años sin que se presentara un sismo y no se contaría con información para ser analizado. Esto es, considerar el tipo de suelo, probabilidad de ocurrencia de movimientos sísmicos y severidad en los mismos.

Se deben estudiar edificios que sean representativos del país, así los beneficios obtenidos de la instrumentación sísmica se limitarán a una estructura de diseño muy especial. Esto es, establecer el material de construcción y procurar que el sistema estructural sea sencillo, regular y simétrico.

Se debe disponer de una documentación técnica completa, es decir información detallada sobre las características del edificio a instrumentar. Esto incluye planos, memoria de cálculos completa, informes de todos los estudios realizados, etc. Sin estos datos no es posible establecer un modelo analítico adecuado y la utilidad de los registros sísmicos disminuye drásticamente.

Debe haber seguridad para los instrumentos sísmicos. Esto es, evitar que tengan acceso a ellos personas diferentes a las que los operan. Se debe tener acceso a los instrumentos prácticamente en todo momento y debe existir una certeza de que podrán permanecer en su sitio por tiempo indefinido.

Un aspecto de importancia es que el edificio cuente con los permisos necesarios para instalar y operar la instrumentación sísmica, así como para inspeccionar su estructura cuando las circunstancias lo ameriten.

Tomando en consideración estos aspectos, es posible esperar beneficios como estimar que en corto tiempo, se podrá hacer evaluaciones estructurales cuantitativas del comportamiento del edificio ante eventos excepcionales con mínimos obstáculos y por tanto mejores resultados.

3.4.1. Relación entre la respuesta estructural y las características dinámicas del suelo

El diseño y análisis sísmico de edificios generalmente desprecia los efectos de interacción suelo-estructura (ISE). El pequeño número de edificios estudiados considerando ISE puede atribuirse a la complejidad del problema físico y a la falta de una aproximación de diseño fácil de usar que tenga en cuenta su influencia.

Estudios experimentales y analíticos recientes han identificado la importancia que la ISE puede presentar durante la excitación sísmica de edificios (y otras estructuras). Adicionalmente, han demostrado la necesidad de incorporarla en el diseño de una amplia gama de clases de estructuras de edificios.

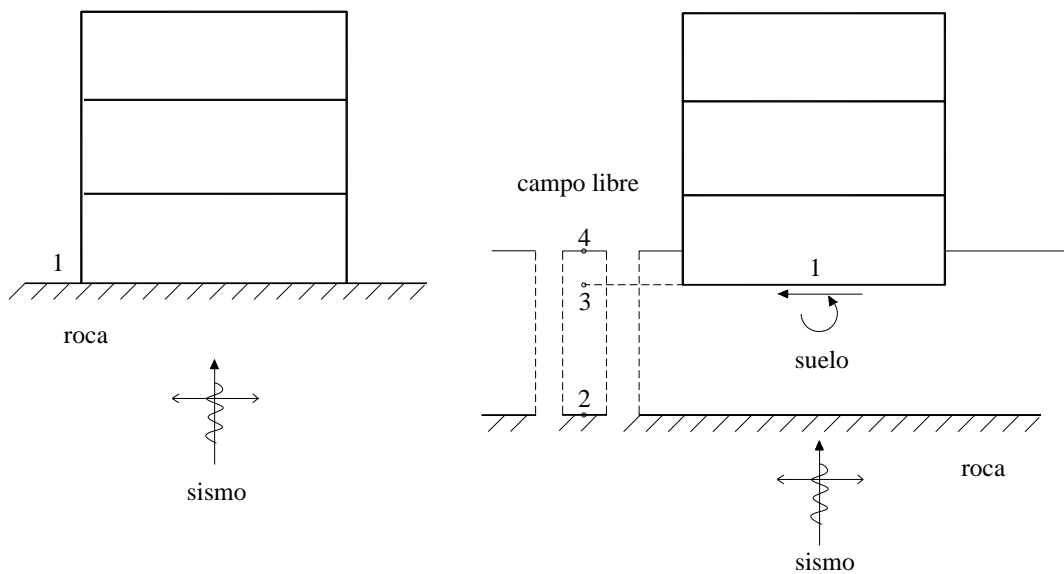
Básicamente puede señalarse que el fenómeno conocido como ISE, consiste en la diferencia entre la respuesta de un punto donde está desplazada una estructura y la respuesta que debería experimentar ese punto en caso de que la estructura no estuviera.

En el caso de excitación sísmica se distinguen dos tipos de interacción que actúan entre el suelo y la estructura, la cinemática y la inercial.

La ISE cinemática es una modificación del movimiento debida a la presencia de la cimentación. En este caso la masa de la superestructura se puede considerar nula.

La ISE inercial es una modificación debida a la acción de la estructura sobre el suelo. Es decir, la acción y reacción entre el suelo y la cimentación causan deformaciones en el suelo y movimiento en la cimentación.

En la figura 3.15, se ilustra esquemáticamente los efectos de la ISE. Se presenta una estructura cimentada sobre roca y la misma estructura empotrada en suelo flexible descansando en roca. Las ondas sísmicas incidentes con movimiento horizontal se propagan verticalmente en la roca, siendo las mismas en ambos casos (Canavesio, 2004). Los movimientos se muestran con flechas con longitudes proporcionales a la excitación sísmica



a) Estructura cimentada en roca

b) Estructura apoyada en un estrato de suelo blando

Fig 3.15. Comparación de los efectos de la ISE

Para el caso de la estructura cimentada sobre roca (fig. 3.15a), el movimiento de control en el punto 1 puede ser aplicado directamente a su base. La excitación resulta constante a lo alto de la estructura y esto origina esfuerzos cortantes y momentos flexionantes en la base de la estructura.

Por hipótesis, estos dos esfuerzos resultantes no crearán deformaciones adicionales en la base y así, el desplazamiento horizontal en ese punto es igual al movimiento de control sísmico y no surgirá movimiento de cabeceo.

Para la estructura desplantada en suelo deformable (fig. 3.15b), el movimiento de la base de la estructura (punto 1), será diferente del movimiento del punto de control. Para entender cómo el suelo afecta la respuesta dinámica de la estructura es conveniente distinguir tres efectos.

Primero, la respuesta en campo libre, diferirá del movimiento de control. De no existir una capa de suelo sobre la roca en el punto 2, el movimiento sería igual al movimiento de control. La presencia de la capa de suelo reducirá el movimiento y al viajar la onda verticalmente los movimientos en los puntos 3 y 4 (en campo libre) diferirán del movimiento del punto 2. En general, dependiendo de su contenido en frecuencia, el movimiento se amplifica incrementando los desplazamientos horizontales hacia la superficie del sitio.

Segundo, excavando y colocando una base rígida en el sitio se modificará el movimiento. La base experimentará algún desplazamiento horizontal promedio y una componente de giro (interacción cinemática) que resultará en aceleraciones variables sobre la altura de la estructura, en contraste con las aceleraciones aplicadas en el caso de la estructura cimentada en roca.

Tercero, las fuerzas inerciales aplicadas a la estructura producen momentos de volteo y esfuerzos de corte transversal actuando en el punto 1, que causarán deformaciones en el suelo (interacción inercial) y así, esto nuevamente modifica los movimientos de la base.

Los principales efectos de la ISE (Espinoza, 1999) se pueden resumir en que el movimiento sísmico de entrada sobre el sistema suelo-estructura cambiará, y debido a la amplificación del movimiento en campo libre, el componente transnacional de este movimiento será mayor que el de control. Surgiendo, además, un componente de cabeceo significativo en la estructura.

La presencia del suelo en el modelo dinámico final hará al sistema más flexible disminuyendo la frecuencia fundamental y por tanto modificando la forma del modo de vibración.

El cabeceo introducido en la base afectará la respuesta, especialmente en la parte superior de una estructura alta. Se reducirán los valores de las fuerzas laterales, el cortante basal y los momentos de volteo calculados para la estructura.

Por último, la energía de las ondas que se propagan lejos de la estructura originará un incremento del amortiguamiento efectivo del sistema dinámico final. Para un suelo de espesor delgado sobre roca, es posible que las ondas no se propaguen lejos de la estructura y actuará únicamente el amortiguamiento del suelo no existiendo efecto benéfico sobre la respuesta sísmica. Por el contrario, para un suelo elástico homogéneo el incremento de amortiguamiento será significativo originando una respuesta reducida.

Así, es complejo determinar si los efectos ISE disminuirán o no la respuesta sísmica.

La identificación de ISE durante un sismo es relativamente sencilla cuando se disponen de los registros de aceleración del edificio y de registros en pozos o superficiales, en campo libre, que no estén alterados por las vibraciones de la estructura. La manera común de hacerlo es desarrollando modelos matemáticos del edificio y representando al suelo con resortes, caracterizando sus propiedades de rigidez a partir de estudios geotécnicos (Espinoza, 1999).

La ISE altera las características frecuenciales de los movimientos registrados en la estructura, por tanto, es importante determinar si esta interacción es relevante y, además, cuantificarla. Normalmente el movimiento del edificio se registra al nivel de cimentación, en la azotea y algunos niveles intermedios.

En el caso de que no existan efectos ISE, el edificio se puede identificar tomando los registros en el nivel de cimentación como la entrada y los registros en los niveles superiores como la salida. Cuando existe interacción de la estructura con el suelo, el movimiento de los niveles superiores influye en el movimiento de la cimentación. Esto es, entrada y salida están acopladas.

En conclusión, el comportamiento dinámico de un edificio se modifica por el efecto ISE. El no considerarlo puede llevar a fuerzas y desplazamientos erróneos en el análisis de la respuesta y en el diseño de las estructuras. Por lo tanto, deberá tenerse en cuenta en la instrumentación de una estructura.

3.4.2. Selección de edificios a instrumentar

La selección de edificios a instrumentar debe ser realizada, de tal forma, que se cumplan en su totalidad los criterios para instrumentar un edificio. Lo anterior, es de gran importancia ya que sin ello sería casi imposible realizar un estudio significativo.

Una vez que el edificio es identificado y cumple con los parámetros anteriores el personal encargado obtiene los permisos correspondientes para realizar la instrumentación del edificio, reúne la información pertinente del proyecto como planos estructurales y diseña el modelo. Así, se procede a realizar la evaluación estructural.

3.4.3. Localización de instrumentos sísmicos

Los instrumentos sísmicos deben estar ubicados en aquellos puntos en los que se presente una mayor variación de la respuesta estructural, para captar las características más significativas. Es recomendable instalar los acelerómetros en áreas retiradas de equipos mecánicos o de personas; ya que pueden distorsionar los resultados de la señal.

La localización de instrumentos sísmicos está en función de las características propias de la estructura como geometría y, además, del número de aparatos con que se cuente. Esto último, porque generalmente se tiene como limitante principal el aspecto económico que impide cubrir todos los puntos de interés. Por ello, es necesario considerar un mínimo de instrumentación.

Actualmente, existen distintos criterios para la localización de instrumentos sísmicos en un edificio. Por ejemplo, en las figuras 3.16 y 3.17, se muestra el número mínimo y el número ideal de aparatos requeridos para instrumentar un edificio de planta rectangular, de 3 niveles sobre la planta baja (Prince, 1988).

En la figura 3.16, las flechas representan la distribución y dirección de sensores uniaxiales. Se muestra el número mínimo de instrumentos sísmicos requeridos para estudiar el comportamiento de un edificio de esta geometría.

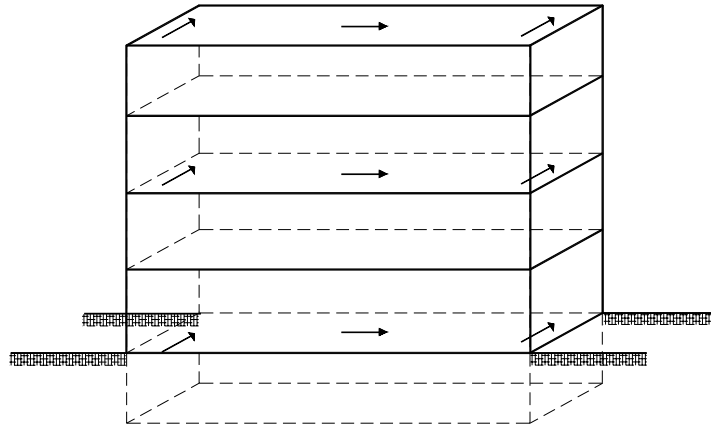


Fig 3.16. Instrumentación sísmica mínima necesaria para un edificio (Prince, 1988).

La figura 3.17, muestra el número ideal de instrumentos sísmicos requeridos para estudiar el comportamiento de un edificio con esas características. Las flechas representan una instrumentación basada en instrumentos independientes (para registro en cada sitio) a lo largo de tres direcciones ortogonales.

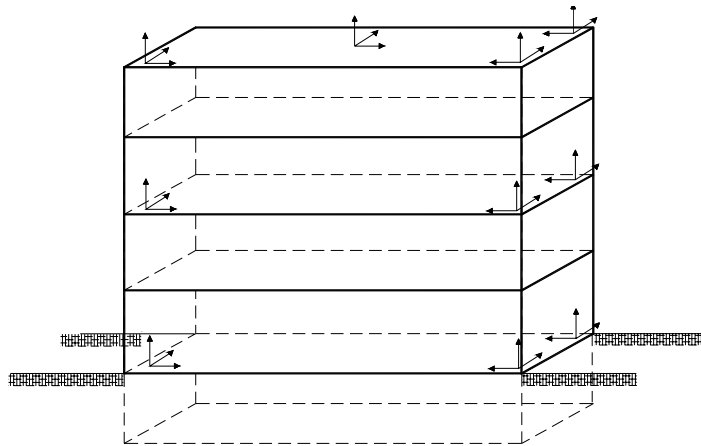


Fig 3.17. Instrumentación sísmica ideal para un edificio (Prince, 1988).

Estos criterios no son fáciles de estimar desde el punto de vista económico, por los diferentes costos de componentes e instalación. Esto, por tanto es una desventaja.

Otra consideración de distribución de instrumentación sísmica fue propuesta por Murià-Vila y González, (1995). En ella, se propone que al menos se debe contar con acelerógrafos en campo cercanos al edificio y en la azotea del mismo. Esto con el fin de analizar el comportamiento de la estructura. Y, si se requiere obtener información de modos superiores es necesario instrumentar niveles intermedios de la misma.

En los casos en que los edificios estén situados en zonas de suelo blando sugiere instrumentar la base de la estructura, para que sea posible evaluar los efectos ISE.

Los edificios que presenten planta rectangular requerirán de, al menos, 3 aparatos ubicados en las esquinas de la base de la estructura, para así poder estimar los movimientos de cabeceo alrededor de los ejes longitudinal y transversal.

Si se desea medir únicamente el periodo fundamental de los edificios contando con un solo sensor (Espinoza, 1999), es conveniente colocarlo a $2/3$ de la altura, ya que en ese lugar se anula el segundo modo de vibrar (figura 3.18). Por otra parte, en estudios que involucren a los modos superiores de vibración, el lugar recomendable es en el primer tercio de la altura (lugar donde el primer modo no es tan influyente).

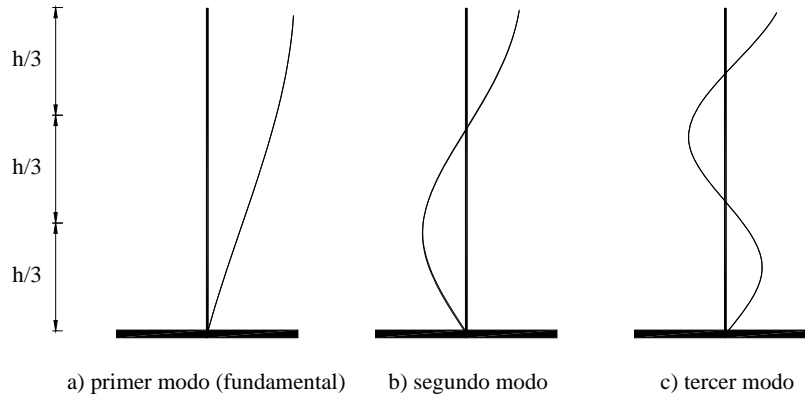


Fig 3.18. Modos de vibración de un edificio (Espinoza, 1999).

La localización en planta del sensor debe ser sobre el centro de rotación del edificio que generalmente coincide con el centro geométrico (CG) cuando es simétrico y homogéneo en materiales (posición **B**, figura 3.19). Para determinar el periodo rotacional se utilizan dos sensores colocados en las posiciones **A** y **B** (figura 3.19), o en esquinas diagonalmente opuestas.

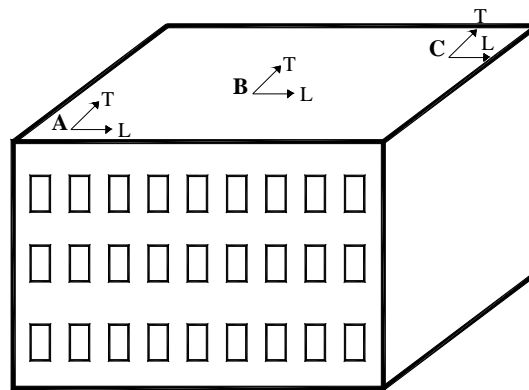


Fig 3.19. Localización de sensores en un edificio para medir los componentes longitudinal y transversal de la señal (Espinoza, 1999).

En la realidad, el ingeniero estructurista se enfrenta a consideraciones en las que existen incertidumbres como las cargas a las que se encuentra sometida la estructura, la resistencia del acero, la del concreto, etc. Por todo ello, las propiedades de la estructura pueden presentar variaciones en la respuesta de su comportamiento dinámico. La respuesta estructural y el daño que puede sufrir una estructura debido a una excitación sísmica es también un fenómeno aleatorio.

Así, se han desarrollado distintos criterios tanto de requerimientos que debe cumplir el edificio a ser instrumentado (Prince, 1988, Murià-Vila y González, 1995) hasta la instrumentación óptima (Heredia-Zavoni, 1998).

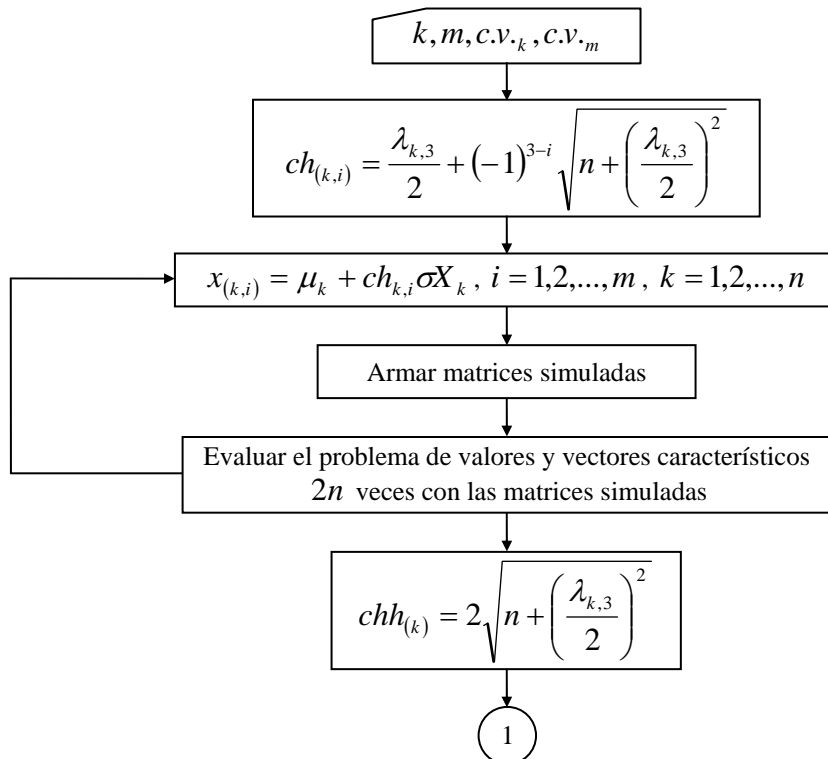
Al manejar estas incertidumbres se hace necesario el uso de métodos probabilistas que sirvan para estimar el efecto de las variaciones en la respuesta estructural. Los métodos mencionados son empíricos, por tanto, su variación es significativa.

En este trabajo, se aplica un método de localización de instrumentación sísmica desarrollado por Escobar y García, (1997), en el que ubica a los instrumentos sísmicos en los pisos de una estructura, a partir, del cálculo de la variación de sus modos de vibración. Se basa en una técnica de análisis probabilista en donde se presentan variaciones en las rigideces y/o masas, y a partir de ellas se distribuye la instrumentación basándose en los valores máximos de los coeficientes de variación de los modos de vibración calculados.

El procedimiento consiste en declarar los valores de rigidez de entrepiso, masas, coeficientes de variación de rigidez, y de las masas. Se considera que las masas son deterministas.

Con la matriz de rigideces y la de masas, se resuelve el problema de valores y vectores característicos probabilista. Se obtienen las variaciones de las frecuencias y los modos de vibración (esperanza o el valor medio de los modos y su desviación estándar) y con ellos su coeficiente de variación $c.v.$ (Escobar y García 1997).

Con la matriz de $c.v.$ de los modos se elige qué entrepiso debe instrumentarse tomando en cuenta el mayor valor absoluto de los $c.v.$ El algoritmo de solución de este método se resume en el diagrama de flujo de la figura 3.20.



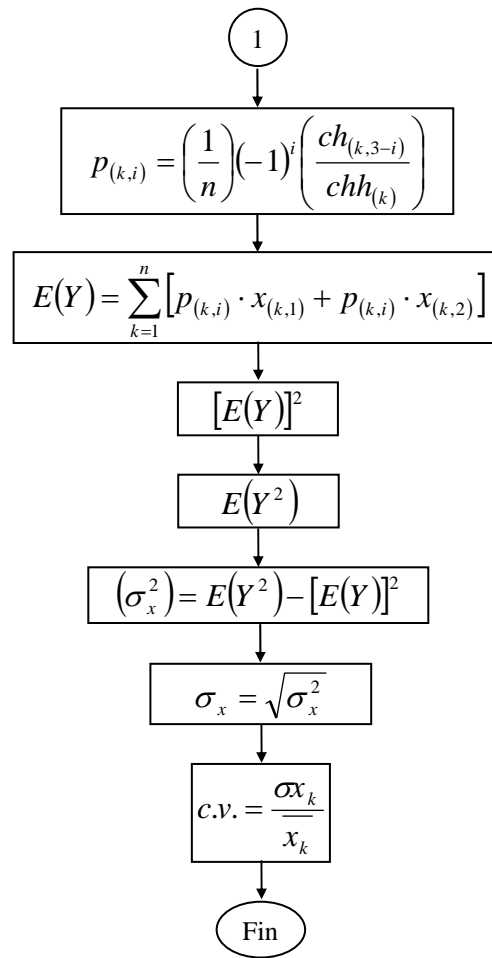


Fig.3.20. Algoritmo de procedimiento de ubicación de instrumentos sísmicos (Escobar y García 1997).

Una de las mayores ventajas de este método consiste en que es aplicable a estructuras que presentan irregularidades tanto en rigideces como en masas, donde su instrumentación sísmica puede resultar poco clara.

3.5. PROCEDIMIENTOS DE INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS

El procedimiento de instrumentación sísmica de estructuras comienza ubicando los aparatos según la localización antes descrita y en función de aquellos datos que se requieran, esto es, la instrumentación se coloca en dirección longitudinal (L), transversal (T) o vertical (V) según sea el caso.

Se verifica que no haya interferencia o perturbación cercana que pueda dañar la respuesta o bien al instrumento. Se designa un lugar de operación en donde se colocarán los instrumentos que registrarán las señales. Al colocar el cableado de los instrumentos debe verificarse que no vayan a interferir en el paso de personas, o bien, que puedan ser removidos por las personas que circulen por la zona.

Toda esta conexión de la instrumentación se incorpora en un “lugar de operación” en el que se llevará a cabo el registro de los datos identificados por los aparatos para después analizarlo y evaluarlo. Es de

importancia mencionar que los instrumentos a colocar deben estar previamente calibrados en laboratorio.

3.6. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE REDES DE ACELERÓGRAFOS

Los acelerógrafos tienen como característica especial, que solamente funcionan al ocurrir un sismo, y el resto del tiempo permanecen en espera de que este se presente. Por la enorme cantidad de datos inútiles que tendrían que quedar consignados en algún medio de registro no es conveniente construirlos para que tengan operación continua.

Las condiciones en las que deben operar estos aparatos pueden considerarse como en extremo rigurosas después de meses de no estar funcionando, deben empezar a trabajar en una fracción de segundo al presentarse un temblor. Esto sólo se consigue con prácticas muy cuidadosas de mantenimiento.

La calibración de un acelerógrafo se puede realizar de distintas maneras, por ejemplo, usando una constante de calibración, por inclinación ó comparándolo con la respuesta de algún acelerómetro muy confiable.

Los acelerógrafos modernos exigen mantenimiento frecuente, además de personal experimentado. Las visitas de mantenimiento deben realizarse sistemáticamente en intervalos de 3 a 4 meses. Una vez que se ha determinado en cada sitio el nivel óptimo de disparo al que debe empezar a registrar el instrumento, esto puede tomar visitas iniciales adicionales. Cada visita a un aparato implica dos fases de mantenimiento (Prince, 1988).

La primera, se lleva a cabo en el lugar y consiste esencialmente en inspeccionar la estación, reparar lo que sea necesario y comprobar que el conjunto funcione correctamente. Esto último se logra satisfactoriamente al completarse la segunda fase.

La segunda, se lleva a cabo en el laboratorio y consiste en examinar el estado del aparato a través del estudio de la calidad de los registros de prueba obtenidos al efectuar la visita y, en su caso, de los temblores que se hayan captado.

Por las características tan especiales de los acelerógrafos, la tarea de mantenimiento de estos instrumentos es de gran responsabilidad. Dista de ser trivial, como pudiera considerarse si solamente se cuenta con el catalogo descriptivo que los fabricantes proporcionan.

En general, el mantenimiento de los instrumentos es esencial. Este debe ser periódico y constante.

3.7. PRUEBAS EN EDIFICIOS INSTRUMENTADOS

En los edificios instrumentados se pueden realizar pruebas de vibración ambiental, de tracción, de impulso y de vibración forzada.

Las pruebas de vibración ambiental consisten en medir las vibraciones de los edificios producidas por excitaciones como flujo peatonal, tránsito de vehículos, viento, entre otros. Estas pruebas buscan obtener las frecuencias y formas modales de vibración de la estructura. Son simples y rápidas en la obtención de datos. Se aplican antes de hacer una instrumentación sísmica definitiva, y con esto se tiene un criterio preeliminar para la ubicación correcta de los acelerómetros.

Las pruebas de tracción proporcionan a la estructura energía potencial, que es liberada instantáneamente para que empiece a vibrar libremente hasta que se vaya atenuando. Esta prueba permite obtener las amplitudes de los movimientos en función del tiempo, los coeficientes de amortiguamiento crítico y los periodos fundamentales de vibración.

Con las pruebas de impulso se obtienen registros de las vibraciones al jalar un cable de preesfuerzo atado a la azotea de la estructura. Éstas generalmente se utilizan en aquellos sitios donde existen problemas para detectar las frecuencias de vibración al aplicar las pruebas de vibración ambiental.

Las pruebas de vibración forzada se emplean para la determinación de parámetros dinámicos y para evaluar el comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico. En general determinan el periodo natural y el valor de los amortiguamientos modales.

Los efectos de las vibraciones a largo plazo se pueden manifestar como cambios en el comportamiento estructural del edificio, como falla de algunos elementos estructurales, o en colapso de la estructura por fatiga. A su vez, los agentes ambientales y programas de conservación deficientes de estructuras pueden ocasionar cambios y deterioros de las propiedades de las secciones transversales de sus elementos estructurales. En consecuencia, se pueden modificar sus características de rigidez y masa alterándose los niveles de amplitud de los movimientos provocados por las fuentes dinámicas (King y Gómez, 1996).

En la actualidad, se cuenta con sistemas de instrumentación que permiten medir con gran precisión los movimientos de las estructuras debido a sismos. Además, con la aplicación de las técnicas de análisis de señales, que se describen más adelante, se les puede dar una interpretación coherente que permite conocer a lo largo del tiempo, sus condiciones de deterioro. Esto permitirá oportunamente determinar las acciones de rehabilitación o de reemplazo que requiera la estructura.

3.7.1. Vibración ambiental

La vibración ambiental se genera principalmente por la actividad humana, por el funcionamiento de maquinaria industrial, el tráfico de vehículos y por las vibraciones producidas por el viento. Estas vibraciones son significativamente menores que las de vibración libre y forzada, y, es posible determinar las principales propiedades dinámicas de la estructura, es decir, las frecuencias modales, el amortiguamiento modal y las formas modales de vibración. Son de pequeña amplitud y en esencia es considerada como ruido blanco, por lo que contiene todas las frecuencias.

El uso de vibración ambiental tiene la ventaja de ser eficiente, sencilla, rápida y económica, ya que no requiere de agentes externos para excitar la estructura. Sin embargo, requiere de un cuidadoso procesamiento de las señales. En caso contrario, se hace uso de técnicas numéricas que permitan mejorar la relación entre la señal y el ruido presente en la medición. En vibración ambiental, es de gran importancia la consideración que tiene la amplitud del movimiento del suelo o de la estructura.

Las principales aplicaciones del análisis de la respuesta dinámica de edificios usando vibración ambiental, se pueden agrupar como (Espinoza, 1999): *control de calidad de una obra*, en el que se realiza una medición en edificios recién construidos para comparar los datos obtenidos con los valores teóricos utilizados en el diseño. De esta forma, se puede determinar si ha habido modificaciones importantes entre el diseño y la construcción. Los resultados obtenidos permiten tener un punto de comparación para mediciones futuras. *Control de daños causados por un sismo*, se realiza una medición en edificios después de un evento sísmico. Con esto se pretende determinar si ha habido

daños estructurales importantes que sea necesario reparar. *Verificación de reparaciones o modificaciones*, se realiza una medición en edificios que hayan sido reparados o reforzados después de haber sufrido daños estructurales, con el objeto de verificar si se han restituido las características estructurales originales. *Control de una estructura durante su vida útil*, se realiza una medición periódica para determinar si ha habido algún deterioro estructural importante debido a eventos sísmicos menores, envejecimiento de los materiales, asentamientos del subsuelo, reparaciones, adaptaciones incorrectas o modificaciones estructurales realizadas por los propietarios.

Además, este método permite disponer de grandes cantidades de datos para su procesamiento estadístico. Sin embargo, este análisis tiene como desventajas las pequeñas amplitudes de la señal y la complejidad de los mecanismos de entrada del ruido en la estructura (que se produce de forma combinada con los movimientos del terreno, del viento y con la actividad desarrollada en el interior del edificio).

En los últimos años se han efectuado mediciones con vibración ambiental en monumentos históricos, puentes, plataformas marinas, hospitales y en edificios de vivienda y oficinas. Así, la vibración ambiental abre la posibilidad de contar con información real sobre el comportamiento de las estructuras.

3.7.2. Vibración forzada

La vibración forzada es una prueba dinámica empleada para la determinación de parámetros dinámicos y para evaluar el comportamiento de las estructuras ante un evento, por ejemplo, sísmico. En esta prueba se obtiene el periodo natural y el valor de los amortiguamientos modales.

Las pruebas de vibración forzada en estructuras reales se llevan a cabo mediante generadores de vibraciones. El generador de vibraciones es una máquina que produce fuerzas inerciales a través de un sistema de masas excéntricas que giran en sentidos opuestos alrededor de un eje horizontal (figura 3.21).

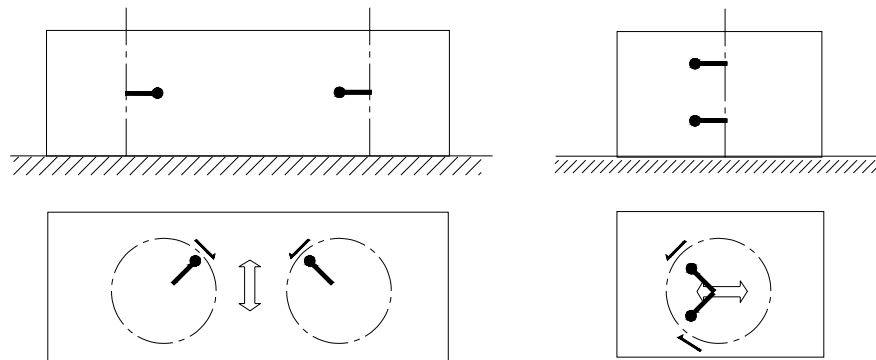


Fig 3.21. Tipos de generadores de vibraciones de masas excéntricas.

El efecto hace que las fuerzas de inercia se anulen en un sentido y se sumen en otro. Los generadores de vibraciones aprovechan las fuerzas inerciales de masas en rotación excéntrica o bien alternamente.

En un principio, en una estructura puede obtenerse vibración libre de distintas formas, ya sea a través de un cable tensado con el que se impone una deformación en la estructura y el cual es liberado súbitamente o a partir del impacto de un péndulo en una zona predeterminada. En ambos casos, es posible determinar la frecuencia natural de la estructura mediante:

$$f_n = \frac{p}{t_{n+p} - t_n} \quad (3.10)$$

donde:

$t_{n+p} - t_n$, es el tiempo transcurrido en completar p ciclos

La fracción del amortiguamiento crítico se puede obtener como (Clough, 1975):

$$\zeta = \frac{U_n - U_{n+p}}{2p\pi U_{n+p}} \quad (3.11)$$

donde:

U_n , es la amplitud del desplazamiento en el ciclo n

U_{n+p} , es la amplitud transcurridos p ciclos.

p , es el número de ciclos completos

Los ensayos de vibración libre y vibración forzada, no deben ser vistos de manera excluyente, sino que por el contrario, deben ser complementarios e integrarse entre sí, con el fin de lograr una mejor interpretación de la respuesta estructural.

El equipo requerido para realizar una prueba de vibración forzada es más complejo que el empleado en una prueba de vibración libre. El tiempo destinado a la obtención de los parámetros dinámicos es superior, pero los valores que se obtiene son más precisos. El procedimiento para la realización de una prueba de vibración forzada es el siguiente (Sitio en Internet, 2005):

- a) Se introduce una excitación con frecuencia constante hasta que la estructura desarrolla una vibración estable en el tiempo.
- b) Se mide el desplazamiento máximo.
- c) Se incrementa la frecuencia y se repiten los pasos a y b.
- d) Por último, se representa la respuesta con respecto a la frecuencia (curva amplitud-frecuencia).

De la curva amplitud-frecuencia, se puede obtener la frecuencia fundamental y la fracción del amortiguamiento crítico como:

$$\zeta = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta f}{f_n}$$

donde:

f_n , es la frecuencia natural de la estructura.

Δf , es el ancho de la curva de resonancia al nivel de amplitud. Correspondiente a $\frac{1}{\sqrt{2}}$ del valor máximo.

En general, las pruebas de vibración ambiental y forzada tienen como objetivo el cálculo de las propiedades dinámicas de las estructuras.

Aunque la aplicación de ambos métodos conlleva a pequeñas amplitudes de respuesta estructural, las pruebas de vibración ambiental generan amplitudes mucho menores que las debidas a pruebas de vibración forzada.

Las frecuencias y formas modales presentan diferencias entre uno y otro método, debido a la diferencia entre el intervalo de amplitudes que se manejan. Si se cuenta con un número apropiado de instrumentos sísmicos para cada prueba, se obtienen registros en todos los niveles.

Se debe tener en cuenta que los resultados obtenidos de pruebas de vibración ambiental y de vibración forzada, están muy lejos de aquellos que se obtendrían de llevar una estructura a su intervalo de comportamiento no-lineal, tal como ocurre durante un evento sísmico. Sin embargo, los primeros aún siguen siendo de interés pues son un primer punto en la curva de comportamiento estructural y además, sirven para calibrar modelos matemáticos lineales, que son muy utilizados en las oficinas de cálculo hasta estos días.

Finalmente ambos métodos proporcionan resultados similares tanto en frecuencia como en formas modales y amortiguamiento. Sólo existen discrepancias en las formas modales superiores en los últimos niveles de los edificios, que se atribuyen a interferencia modal, y en el cálculo del amortiguamiento cuando los modos de traslación y torsión están acoplados.

CAPÍTULO 4

APLICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS

La aplicación de técnicas experimentales a través de ensayos propios de la dinámica estructural, tales como vibración ambiental, vibración forzada, excitación sísmica, pruebas de capacidad de carga, etc., permiten la identificación de las propiedades dinámicas de la estructura

Por otro lado, los modelos analíticos permiten simular la respuesta estructural ante diferentes sollicitaciones. La representatividad de los mismos es un aspecto realmente complejo de evaluar, ya que en algunos casos es difícil incorporar, todas aquellas condiciones que pueden de una u otra manera, influir en la respuesta estructural (interacción con elementos no estructurales, ISE, dispersión en las propiedades de los materiales, las cargas existentes, los modelos simplificados de respuesta de los elementos estructurales, etc.). Sin embargo, estos modelos representan la principal herramienta de simulación disponible que, apropiadamente desarrollados, permiten una estimación suficientemente razonable de la respuesta estructural ante la acción de un sismo.

En el presente capítulo se desarrolla la aplicación de la instrumentación sísmica de edificios. El objetivo es presentar las ventajas y dificultades asociadas a la implantación de los estudios en edificios instrumentados.

La aplicación se desarrolla partiendo del análisis de un edificio sin daño. Al mismo modelo se le aplican una serie de ensayos dinámicos de vibraciones simuladas. Se hace el procesamiento de los resultados de la serie de ensayos por medio del análisis espectral convencional (AEC) o el método de descomposición en el dominio de la frecuencia (DDF), (los que se describirán posteriormente), con esto se identificaran las propiedades dinámicas fundamentales del sistema. Dichas propiedades permiten calibrar un modelo estructural elástico capaz de predecir la respuesta lineal de la estructura ante la acción de un sismo.

Posteriormente, se estima la capacidad de respuesta estructural luego de la pérdida de rigidez de algunos de sus elementos, reconstruyendo la matriz de rigidez por el método de las matriz de transformación (que se describirá en el capítulo 4.2.3) y se predice la respuesta estructural ante diferentes niveles de la amenaza sísmica, lo que permite calificar el desempeño sísmico de la estructura.

Para contar con una aplicación completa de la información obtenida con la instrumentación sísmica de edificios, se requieren procesos de análisis como (Prince, 1988): verificar qué tan apropiado es el modelo dinámico de diseño en el intervalo elástico. Determinar la importancia del comportamiento no lineal en la respuesta global y local del edificio. Seguir la propagación del comportamiento no lineal a través de todo el edificio al ir aumentando la respuesta, e investigar el efecto del comportamiento no lineal sobre frecuencia y amortiguamiento. Correlacionar los daños con el comportamiento inelástico. Determinar los parámetros del movimiento del suelo que se correlacionan con los daños asociados a la respuesta del edificio, y, hacer recomendaciones para mejorar los reglamentos sísmicos.

Todo lo anterior, indica que la utilización realmente efectiva y completa de los datos de las vibraciones en edificios no es ni simple ni rápida. Esto no debe tomarse como una recomendación para no instrumentar edificios, sino para examinar con sumo cuidado lo que se hace, para no caer en expectativas irreales.

La situación ideal para que sea posible obtener beneficios a corto plazo de los datos de respuesta de edificios instrumentados, que se obtuvieron durante sismos importantes, sería que ya existiera una metodología de aceptación generalizada en el país. La que permitiera emplear de inmediato los datos registrados para alimentar un proceso bien definido de incorporación de nuevos conocimientos a la práctica del diseño sísmico de estructuras.

4.1. IDENTIFICACIÓN DE CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

Las características dinámicas de una estructura cambian en función de sus propiedades físicas. Estos cambios se pueden utilizar para llevar a cabo la localización y caracterización del daño en una estructura. Se han desarrollado numerosos métodos de identificación de características dinámicas de las estructuras.

Para identificar las características dinámicas de los edificios instrumentados, los datos se analizan en el dominio del tiempo y la frecuencia. En el análisis de registros sísmicos se aplican en general dos técnicas de identificación: *técnicas no paramétricas*, que consisten en determinar las características del sistema estructural con base en análisis espectral convencional (AEC), y *técnicas paramétricas*, donde se establece un modelo matemático simplificado y se estiman los valores de los parámetros estructurales necesarios para producir una optima correlación entre la respuesta medida y la calculada (Murià-Vila, *et al.*, 1997).

La respuesta dinámica de una estructura, medida experimentalmente, proporciona bases para reproducir analíticamente lo más real posible sus características. La principal utilidad de los conceptos del análisis estructural radica en la estimación de las frecuencias de vibración, formas modales y amortiguamiento de los sistemas analizados. Para ello, se presenta la ubicación de los puntos donde se colocaron los instrumentos sísmicos, dependiendo del registro que se quiera estudiar. Se realiza la prueba de vibración o el movimiento producido por el sismo. Estos movimientos son percibidos y registrados por los aparatos de las redes acelerográficas. La información de cada prueba se grafica depurando aquella que no sea representativa.

Los datos de las pruebas proporcionan los espectros de potencia ó de Fourier (según sea el caso), coherencia, ángulo de fase y función de transferencia, para cada canal que se registre. Como primer paso se evalúa la transformada finita de Fourier de la señal empleando el algoritmo conocido como Transformada Rápida de Fourier (FFT) como:

$$Y(f) = \int_0^D y(t) e^{-im 2\pi ft} dt \quad (4.1)$$

donde:

$Y(f)$, es la respuesta transformada en el dominio de la frecuencia para cada valor de frecuencia f

D , es la duración total del registro

$y(t)$, es la señal registrada para cada tiempo t ante la excitación $x(t)$

im , es un número imaginario $(\sqrt{-1})$

La expresión (4.1), define la forma en que una señal se distribuye con la frecuencia. Si al resultado de esta ecuación se le calcula su módulo y se eleva al cuadrado, se obtiene el espectro de potencia $y(t)$.

El empleo de los registros obtenidos de pruebas de vibración en estructuras, consiste en comparar las aceleraciones máximas que se experimentan en el edificio al ocurrir un sismo, con las que se supusieron al diseñarlo. Otra forma de aprovechamiento es la medición de la variación entre los puntos donde se situaron los aparatos en la estructura.

El procesamiento de la información consiste en un análisis de señales aleatorias estacionarias para obtener los espectros de potencia promedio, así como las correspondientes funciones de transferencia entre pares de señales. Es importante destacar que la estimación de estos valores son sensibles a las características del movimiento, el suelo y la estructura, así como la calidad y el procesamiento de la información.

El análisis de las señales del edificio en dirección transversal es similar al de la longitudinal. Se realiza con la gráfica del espectro, se identifica el primer modo con su respectiva frecuencia en Hertz, y para esa frecuencia su función de transferencia. Sucesivamente se van calculando los valores de los siguientes modos, que se irán localizando a 3, 5, 7, 9..., veces del primer valor de frecuencia según la regla práctica para estructuras que trabajan a cortante (Murià-Vila, 2005b). Esperando que los valores de las frecuencias en la estructura estén alrededor de dichos valores.

Si se presenta una riqueza de frecuencias en un gran intervalo se puede recurrir a la gráfica de la función de transferencia para así corroborar el valor del modo con el valor más alto de dicha función. Y así sucesivamente hasta que ya no sea posible identificar con claridad las frecuencias.

Para el análisis en torsión, generalmente, se utilizan los puntos de azotea instrumentados en esquinas opuestas. Se debe tomar en cuenta la gráfica del ángulo de fase, es decir, la relación de ángulos de fase entre 180° (fase opuesta) es representativa de la torsión, y, menor a 90° (en fase) a la traslación.

Así, el análisis espectral obtenido de las pruebas de vibración permite determinar las características dinámicas del edificio. Para ello se hace necesario obtener las funciones de transferencia y coherencia.

4.1.1. Análisis espectral

Una de las técnicas más usadas para la identificación de los parámetros modales, se basa en un Análisis Espectral Convencional (AEC) (Bendat y Piersol, 1986). Es una técnica matemática de procesamiento de análisis de señales que utiliza datos de respuesta.

Se basa en un análisis de la información en el dominio de la frecuencia. La información es la respuesta de la estructura en el dominio del tiempo y por tanto debe ser transformada haciendo uso de la transformada de Fourier (Apéndice A). El AEC se puede resumir en el diagrama de flujo mostrado en la figura 4.1.

Al aplicar el AEC, se identifican frecuencias y modos de vibración de la estructura. Esta técnica tiene como desventaja que es muy subjetiva, ya que depende del criterio del analista al observar los valores de los ángulos de fase de los espectros cruzados de potencia.

Esto es, puede presentarse el caso en el que para modos de vibración no torsionantes, los valores de los ángulos de fase estén entre 0 y 180° y puedan confundirse como modos torsionantes. Esta desventaja se acentúa para las formas modales de los modos superiores (Rodríguez, 2004).

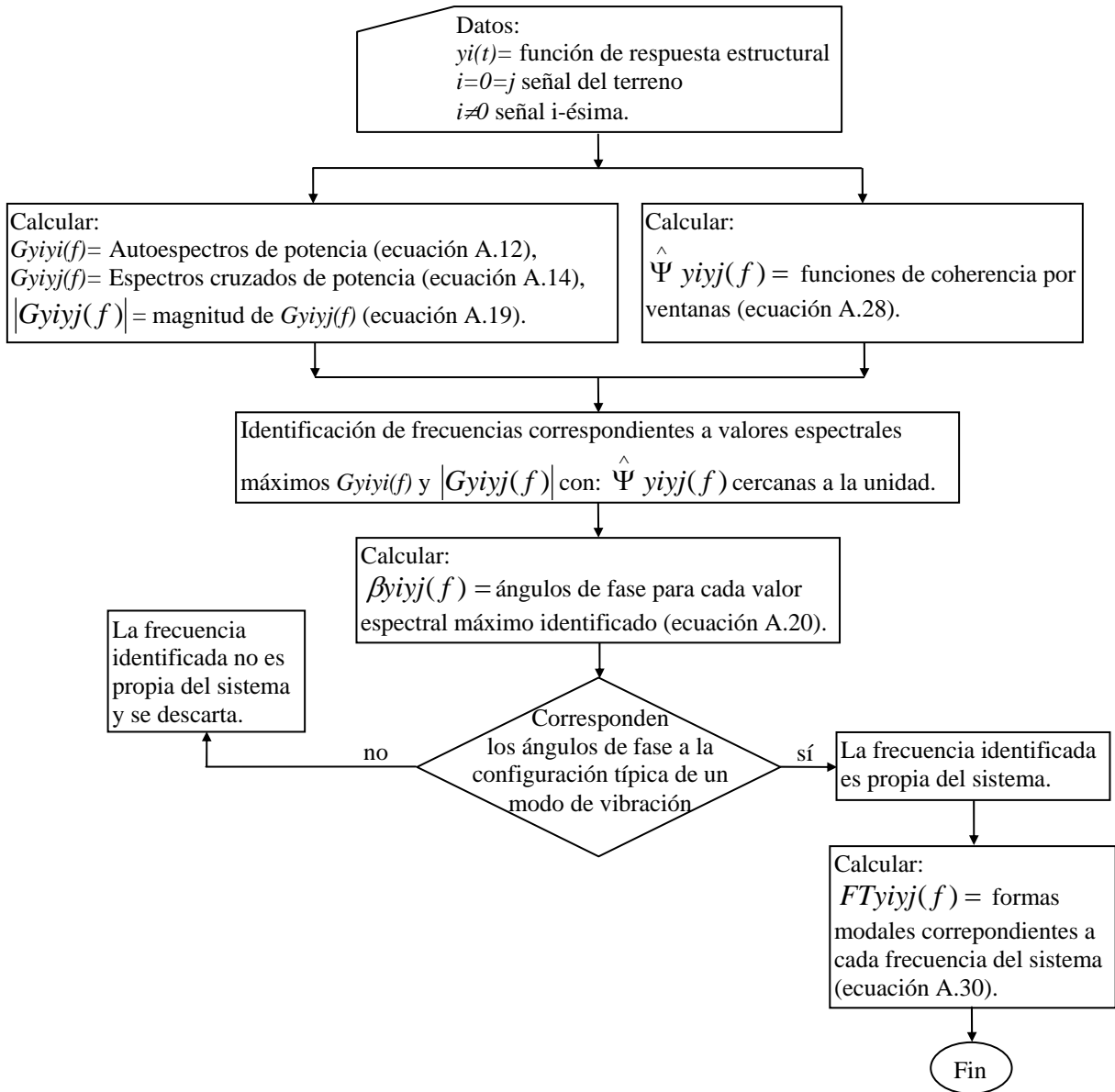


Figura 4.1. Algoritmo del AEC (Rodríguez, 2004).

4.1.2. Descomposición del dominio de frecuencia

El método de Descomposición del Dominio de Frecuencia (DDF), obtiene parámetros modales a partir de respuestas de aceleración de estructuras sin que se conozca la fuerza de excitación que las produce. Esto es, de los valores máximos observados en una gráfica donde la frecuencia está en función de los valores singulares de la matriz de densidad espectral de respuesta, se estiman los parámetros modales.

El método de DDF descompone la matriz de densidad espectral de respuesta de aceleraciones medidas de la estructura, en un conjunto de sistemas de un solo grado de libertad. Esto es, cada uno corresponde a un modo individual de vibración.

El método de DDF se describe matemáticamente en el Apéndice B y se puede resumir en el diagrama de flujo de la figura 4.2 (Rodríguez, 2004).

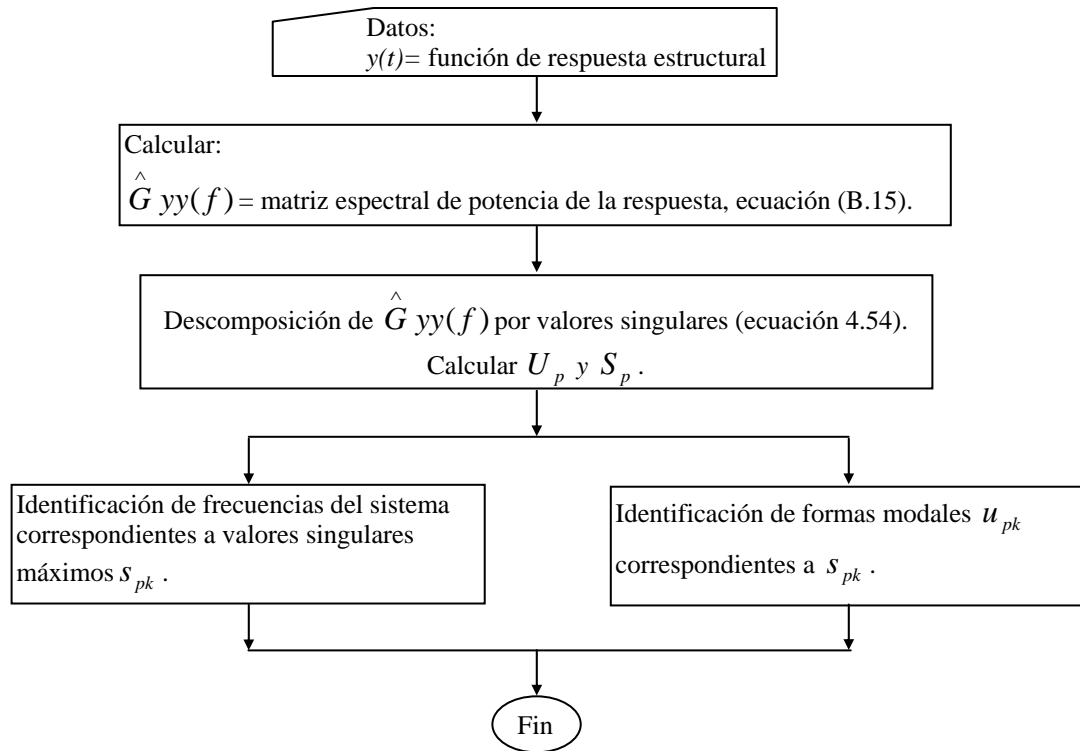


Fig. 4.2. Algoritmo del DDF (Rodríguez, 2004).

Es importante mencionar que en este proceso $x(t)$ y $y(t)$, pueden ser desplazamientos, velocidades o aceleraciones. Destacando que es más conveniente usar aceleraciones por la mayor facilidad que se tiene para evaluarlas.

Utilizando este algoritmo se pueden identificar modos de vibración muy cercanos entre sí, aún para el caso donde exista un alto nivel de ruido en los registros, lo que es muy común en la práctica.

4.1.3. Determinación de los parámetros base de una estructura

En general, para poder identificar el daño en las estructuras es necesario conocer su estado no dañado. Este puede caracterizarse mediante un conjunto de parámetros modales llamados base. En la mayoría de los casos, estos parámetros no se conocen.

Las pruebas de vibración proporcionan información del estado estructural sin afectar o destruir la estructura. Utilizan algún indicador (parámetro) que cambia a lo largo de la estructura y compara información de su estado no dañado y dañado.

En este trabajo se utiliza el método de Cocientes de Valores de Rigidez entre Valores de Masa, CVR-M, para la obtención del estado no dañado de una estructura (Rodríguez, 2003). El CVR-M, utiliza únicamente información proveniente de la estructura dañada para obtener parámetros modales base necesarios para aplicar alguna metodología de daño con información dinámica.

Este proceso comienza con la extracción de los parámetros modales del edificio dañado utilizando el DDF. Después, a partir del problema de los valores característicos, en el que, la solución representa las frecuencias naturales y modos de vibración:

$$([K] - \omega^2 [M])\{\phi_j\} = \{0\} \quad (4.2)$$

donde:

M_i , son las masas de cada entrepiso.

K_i , son las rigideces laterales de cada i -ésimo nivel.

λ , es el valor característico y $\sqrt{\lambda}$, es igual a la frecuencia natural ω .

Φ , es el vector característico (modo de vibración) que corresponde a λ .

En forma matricial y factorizando los cocientes incógnita, el sistema puede expresarse por:

$$A_i q = b_i \quad (4.3)$$

donde:

A_i , es la matriz que contiene a los coeficientes a_{ij} en términos únicamente de modos de vibración (rectangular del orden de $n \times 2n-1$).

q , es el vector de cocientes incógnita ($2n-1 \times 1$).

b_i , es el vector de valores característicos, λ_i .

Después de repetir el proceso anterior para toda ω_i y Φ_i , se obtiene un sistema sobre-determinado de ecuaciones lineales, en el que el número de filas es igual al cuadrado del número de grados de libertad del sistema (n^2). Y es expresado y resuelto como:

$$Aq = b \quad (4.4)$$

$$q = (A^T A)^{-1} A^T b$$

donde:

A , es una matriz que consta de matrices A_i para cada modo i .

b , es un vector que consta de vectores b_i conteniendo a los valores característicos.

En la ecuación (4.4), el producto $(A^T A)$ siempre es invertible, ya que para problemas dinámicos, usando un modelo a cortante, el rango (r) de $(A^T A)$ es siempre mayor o por lo menos igual al número de columnas linealmente independientes de $(A^T A)$.

Una vez calculado el vector solución q , se pueden conocer todos los valores de k_i y m_i por sustitución hacia atrás conociendo únicamente cualquier valor de m_i o k_i , que pueden calcularse del modelo estructural. Así, los valores k_i y m_i pueden sustituirse en la ecuación (4.2) para calcular los

parámetros modales que serán usados como el estado base de la estructura para aplicar la metodología de daño suponiendo que $k_i^* \approx k_i$. En este método k_i^* , representa a las rigideces laterales del i -ésimo nivel con daño. Para que, finalmente se aplique un método de detección de daño para localizar y estimar la magnitud del daño en los elementos de la estructura.

En general, el método de CVR-M, es utilizado para obtener información de la estructura base (no dañada) y forma parte de la metodología para identificación de daño. Ofrece la ventaja de que el vector solución de cocientes es independiente del tipo de normalización de los modos de vibración y además se trata de un método no iterativo.

4.1.4. Reconstrucción de la matriz de rigideces de una estructura

En la mayoría de los algoritmos de detección de daño en estructuras se realiza una comparación entre la matriz de rigideces de la estructura para un estado sin daño y la matriz de un estado dañado. Así, es de gran interés definir un método con el cual se pueda reconstruir la matriz de rigideces de una estructura usando el menor número posible de sus parámetros modales experimentales (frecuencias y formas modales).

Los métodos que permiten reconstruir las matrices de masas y rigideces de una estructura se basan en el uso de parámetros modales y en el uso de las funciones de respuesta de frecuencia (Acevedo, 2005).

El primer grupo, a su vez, se divide en: métodos directos y métodos iterativos. En el segundo a través de pruebas dinámicas, se identifican las frecuencias naturales y formas modales de un sistema estructural.

Los métodos directos reconstruyen las matrices de masas y rigideces de una estructura. Este algoritmo está conformado por ecuaciones matriciales, función de las matrices de masas y rigideces del modelo analítico de una estructura y de sus parámetros modales obtenidos experimentalmente. A su vez, dentro de estos métodos están los métodos basados en los multiplicadores de Lagrange, el de la mezcla de matrices y el de la matriz de error (Acevedo, 2005).

Los métodos basados en los multiplicadores de Lagrange, consisten en minimizar una función objetivo sujeta a una serie de restricciones, tales como: la simetría de las matrices de masas y rigideces y de sus propiedades de ortogonalidad. Como fundamentos teóricos de los métodos basados en los multiplicadores de Lagrange, se encuentran: el algoritmo de Baruch y Bar Itzhack (1978) y el algoritmo de Berman y Nagy (1983).

En general, estos métodos consideran un problema de optimización restringido basado en la ecuación de equilibrio dinámico, las matrices de masas y rigideces del modelo analítico de la estructura y los parámetros modales obtenidos experimentalmente.

Los métodos basados en la mezcla de matrices fueron desarrollados por Ross (1971) y Thoren (1972) e introducidos por César (1987) y Link et al. (1987) (Acevedo, 2005). Suponen que las formas modales experimentales correspondientes a todos los grados de libertad de la estructura son conocidas. Las inversas de las matrices de masas y rigideces reconstruidas se obtienen usando simultáneamente parámetros modales experimentales y parámetros modales del modelo analítico de la estructura.

Por otra parte, los métodos iterativos para reconstruir la matriz de masas o rigideces de una estructura dañada o sin daño, son muy diferentes a los de los métodos directos. Los métodos iterativos se basan

en la naturaleza discretizada de un modelo de elementos finitos (EF). Es decir, se realiza un ensamble de las características propias de la estructura, como son su geometría y las propiedades del material que la constituyen. En general, la técnica de los métodos iterativos al reconstruir las matrices de masas y rigideces de una estructura dañada consiste en mejorar de manera iterativa la correlación entre un modelo de EF y un modelo experimental.

Acevedo (2005), observó que con algoritmos mencionados, la matriz de rigideces dañada de los modelos estructurales depende de la calidad y cantidad de los datos obtenidos a partir un análisis modal experimental. Esto es, se obtiene de manera precisa si se utiliza el total de parámetros modales correspondientes. La aplicación de estos métodos, está limitada ya que cuando se dispone de una cantidad incompleta de parámetros modales experimentales se obtienen matrices reconstruidas imprecisas.

Finalmente, para obtener resultados precisos al reconstruir la matriz de rigideces de una estructura, es necesario utilizar los métodos basados en multiplicadores de lagrange (Baruch 1978 y Berman 1983). Estos proporcionan los menores valores de error relativo comparados con otros métodos estudiados por Acevedo, (2005).

Así, el método de Baruch (1978) reconstruye la matriz de rigidez de una estructura dañada, aceptando que la matriz de masas es constante. La matriz de rigideces reconstruida se obtiene minimizando la norma de error entre esta matriz y la de rigideces del modelo analítico de la estructura, esto es:

$$J_K = \left\| [M_A]^{-1/2} ([K_U] - [K_A])[M_A]^{-1/2} \right\| \quad (4.5)$$

donde:

$\| \|$, es la norma matricial.

$[M_A]$, es la matriz de masas del modelo analítico.

$[K_U]$, es la matriz de rigideces reconstruida.

$[K_A]$, es la matriz de rigideces del modelo analítico.

Sujeta a las siguientes restricciones:

$$[K_U] = [K_U]^T \quad (4.6)$$

$$[K_U][\Phi_x] = [M_U][\Phi_x][\omega_x^2]$$

donde:

$[\Phi_x]$, matriz modal experimental

$[\omega_x^2]$, es la matriz diagonal de frecuencias naturales cuadradas experimentales.

$[M_U]$, matriz de masas reconstruida

Las ecuaciones (4.6), satisfacen la simetría de la matriz de rigideces y el problema de valores y vectores característicos, respectivamente.

Las matrices de masas y rigideces son de orden $n \times n$, además, la matriz de masas cumple con la propiedad de ortogonalidad.

Así, usando el método de los multiplicadores de Lagrange (Acevedo, 2005), para incluir las restricciones (4.6), la matriz de rigideces estimada se puede obtener mediante (Baruch, 1978):

$$[K_U] = [K_A] - [K_A][\Phi_X][\Phi_X]^T [M_A] - [M_A][\Phi_X][\Phi_X]^T [K_A] + [M_A][\Phi_X][\Phi_X]^T [K_A][\Phi_X][\Phi_X]^T [M_A] + [M_A][\Phi_X][\omega_X^2][\Phi_X]^T [M_A] \quad (4.7)$$

4.2. DETECCIÓN DE DAÑO EN EDIFICIOS

Actualmente, las investigaciones realizadas para la detección de daño en edificios tratan de dar solución a problemas para conocer el estado libre de daño de la estructura, identificar el tamaño de grietas en estructuras de concreto, establecer la relación entre daño calculado y pérdida de rigidez y establecer la relación entre daño identificado y estado físico de la estructura (Rodríguez, 2004).

Así, el origen del daño en edificios, puede proceder de acciones de tipo mecánico, físico, químico, electroquímico, o biológico. El daño producido por las acciones de tipo mecánico y físico suele manifestarse a edades cortas. Por otro lado, el de origen químico necesita del paso del tiempo, para que sus efectos se manifiesten. Aunque también es cierto que una vez que han aparecido éstos, es mucho más difícil encontrar soluciones de reparación (Li y Herrera, 2003).

El problema de detección de daño en edificios puede ser dividido en: desarrollo del modelo matemático (características dinámicas) “antes del daño” y la actualización del modelo para reproducir las nuevas características dinámicas “después del daño”.

Existen métodos de detección de daño basados en procedimientos puramente analíticos, lo que en ocasiones hace perder confiabilidad en los resultados que proporcionan. Es por eso, que en este trabajo se hace uso de la instrumentación sísmica que permite obtener características dinámicas de la estructura directamente. Con ello, al procesar los datos (DDF) se encuentran formas y frecuencias modales, se reconstruye la matriz de rigideces y se hace uso de algún método de detección de daño.

Para realizar la detección de daño en edificios se hace uso del método de la matriz de transformación (Escobar, *et al.*, 2005), que se describe en el capítulo 4.2.3.

4.2.1. Métodos de detección de daño

Existen diversos métodos que evalúan el daño en las estructuras. Estos examinan los cambios en las vibraciones medidas y se clasifican según el tipo de datos con que se cuente, además de la técnica de identificación de daño utilizada para medir estos datos (Li y Herrera, 2003).

Los métodos de detección de daño pueden ser clasificados en dos tipos generales (Sosa, 1998): los basados en modelos globales y los basados en modelos simplificados.

Los primeros, localizan y cuantifican el daño al correlacionar el modelo analítico de una estructura con información experimental de la estructura dañada. A su vez, pueden proveer información cuantitativa del daño y de su localización a nivel elemento estructural. Normalmente requieren de un modelo analítico cuidadosamente calibrado con información experimental de la estructura no dañada.

Los segundos, localizan y cuantifican el daño al comparar mediciones entre dos estados de una estructura, dañado y no dañado. Estos son más simples y directos, y no proporcionan información cuantitativa del daño a nivel elemento estructural.

La existencia de estos métodos se debe al gran número de edificios instrumentados en los últimos años, debido a los programas de instrumentación permanente en países con alto riesgo sísmico mencionados en el capítulo 2.1.

4.2.2. Detección de daño en estructuras de cortante

Se define como edificio de cortante, a una estructura en la que no existe rotación de ninguna sección horizontal al nivel de las losas de entrepiso. El edificio de cortante, tiene la propiedad de deformarse únicamente debido a la aplicación de fuerzas cortantes. Esto es, se supone que el edificio deformado tiene mucho parecido a una viga en voladizo.

Se puede considerar a un edificio como de cortante si se hacen las siguientes suposiciones (Sosa, 1998): concentrar a la masa a la altura de las losas de entrepiso, considerar a las trabes infinitamente rígidas en comparación con las columnas y considerar la deformación de la estructura independiente de las fuerzas axiales en las columnas.

Para el cálculo de la matriz de rigidez a partir de modos y frecuencias en estructuras de cortante, se numeran los grados de libertad a partir del entrepiso inferior. Así, el problema de valores y vectores característicos se expresa para el modo j como un sistema de la ecuación 4.2. Del sistema se desarrolla la primera ecuación para dos modos j y k , y se puede establecer un sistema de ecuaciones con dos incógnitas k_1 y k_2 . Cuando se resuelve, se obtienen las rigideces de entrepiso k_1 y k_2 (Sosa, 1998).

Si se desarrolla la tercera ecuación del sistema de la ecuación (4.2), para los modos j y k , se obtiene otro sistema de ecuaciones con dos incógnitas k_3 y k_4 . Así, conocidos los modos j y k se puede establecer el siguiente procedimiento para obtener de forma secuencial las rigideces de entrepiso k_i :

$$k_{z+1} = \frac{\omega_k^2 m_z \phi_{z,k} (\phi_{z,j} - \phi_{z-1,j}) - \omega_j^2 m_z \phi_{z,j} (\phi_{z,k} - \phi_{z-1,k})}{(\phi_{z,j} - \phi_{z-1,j})(\phi_{z,j} - \phi_{z-1,j}) - (\phi_{z,j} - \phi_{z+1,j})(\phi_{z,k} - \phi_{z-1,k})} \quad z = 1, 3, 5, \dots, n$$

$$k_z = \frac{(\omega_k^2 m_z \phi_{z,j} - k_{z+1})(\phi_{z,j} - \phi_{z+1,j})}{(\phi_{z,j} - \phi_{z-1,j})} \quad (4.14)$$

Este procedimiento, es válido para cualquier orden de la matriz de rigidez $[K]$ conocidos dos modos de vibración (usualmente los dos primeros). Por otro lado, la matriz de rigidez lateral de una estructura de cortante para su estado dañado $[K_d]$, se puede expresar como:

$$[K_d] = \sum_{i=1}^n a_i [K]_i \quad (4.15)$$

donde:

$[K]_i$, es la matriz de rigidez sin daño del entrepiso i .
 a_i , es el parámetro de daño ($0 \leq a_i \leq 1$).

Desarrollando la ecuación (4.15) para los términos independientes de las matrices $[K_d]$ y $[K]_i$, se obtiene un sistema de ecuaciones lineales:

$$[S_k]\{a\} = \{k_d\} \quad (4.16)$$

donde:

$[S_k]$, es la matriz de orden $nti \times n$ con los términos independientes de las matrices $[K]_i$.

$\{a\}$, es el vector de orden $n \times 1$ que contiene la contribución de la rigidez de cada entrepiso a la matriz de rigidez global.

$\{k_d\}$, es el vector de orden $nti \times 1$ con los términos independientes de la matriz $[K_d]$.

Al eliminar los renglones linealmente dependientes de la matriz $[S_k]$ se obtiene una matriz $[S_k]$ triangular superior de orden $n \times n$ (Sosa, 1998). Finalmente para resolver esta matriz se puede aplicar mínimos cuadrados.

4.2.3. Detección de daño con la matriz de transformación

La detección de daño con la matriz de transformación, parte de tener las propiedades dinámicas medidas; teniendo como finalidad localizar los elementos que se encuentran dañados en la estructura, así como la magnitud del daño.

La matriz de rigidez global del modelo analítico de una estructura se puede representar como el ensamble de las matrices de rigidez de los elementos estructurales que lo componen (Apéndice C) (Fierro, 2002).

El algoritmo que permite obtener el estado de daño de una estructura, es el siguiente (Sosa, 1998):

1. Se obtienen las matrices $[K_{sd}]_j$ y $[K]_{ij}$ para el estado no dañado de la estructura.
2. Se obtiene la matriz $[T]$ para el estado no dañado.
3. Se calculan las matrices $[\bar{K}] = [T]^T [K_{sd}]_j [T]$ y $[\bar{K}]_{ij} = [T]^T [K]_{ij} [T]$.
4. Se forma el vector $\{\bar{k}\}$ y la matriz $[S_k]$.
5. Se resuelve $\{\bar{k}\} - \{\bar{k}_d\}_{medida} = [S_k]\{dk\}$; donde $\{\bar{k}_d\}_{medida}$, es un vector que contiene la estimación de los términos de la matriz de rigidez condensada, los que se calculan a partir de los modos y frecuencias de vibración medidos experimentalmente en un caso real, o en su defecto a los valores correspondientes a un estado simulado analíticamente.
6. Se obtiene la matriz de rigidez global $[K_d]_j$ para el vector de daño $\{dk\}$ obtenido. A está, le corresponde una nueva matriz de transformación $[T]$.
7. Se condensa $[K_d]_j$ y se forma un vector $\{\bar{k}_d\}_{aproximado}$.

8. Si la diferencia entre $\{\bar{k}_d\}_{medida}$ y $\{\bar{k}_d\}_{aproximado}$ es menor que cierta tolerancia el proceso se detiene. En caso contrario se regresa al punto 3.

En este algoritmo, es necesario establecer las condiciones específicas del problema. Esto es, la eliminación de ecuaciones e incógnitas, así como la modificación del intervalo de daño, y seguir el procedimiento iterativo.

Finalmente, el algoritmo de detección de daño basado en el método de la matriz de transformación, es expresado en un diagrama de flujo (figura 4.3.), en el que se observa el proceso de iteración necesario para realizarlo (Escobar, *et al.*, 2005).

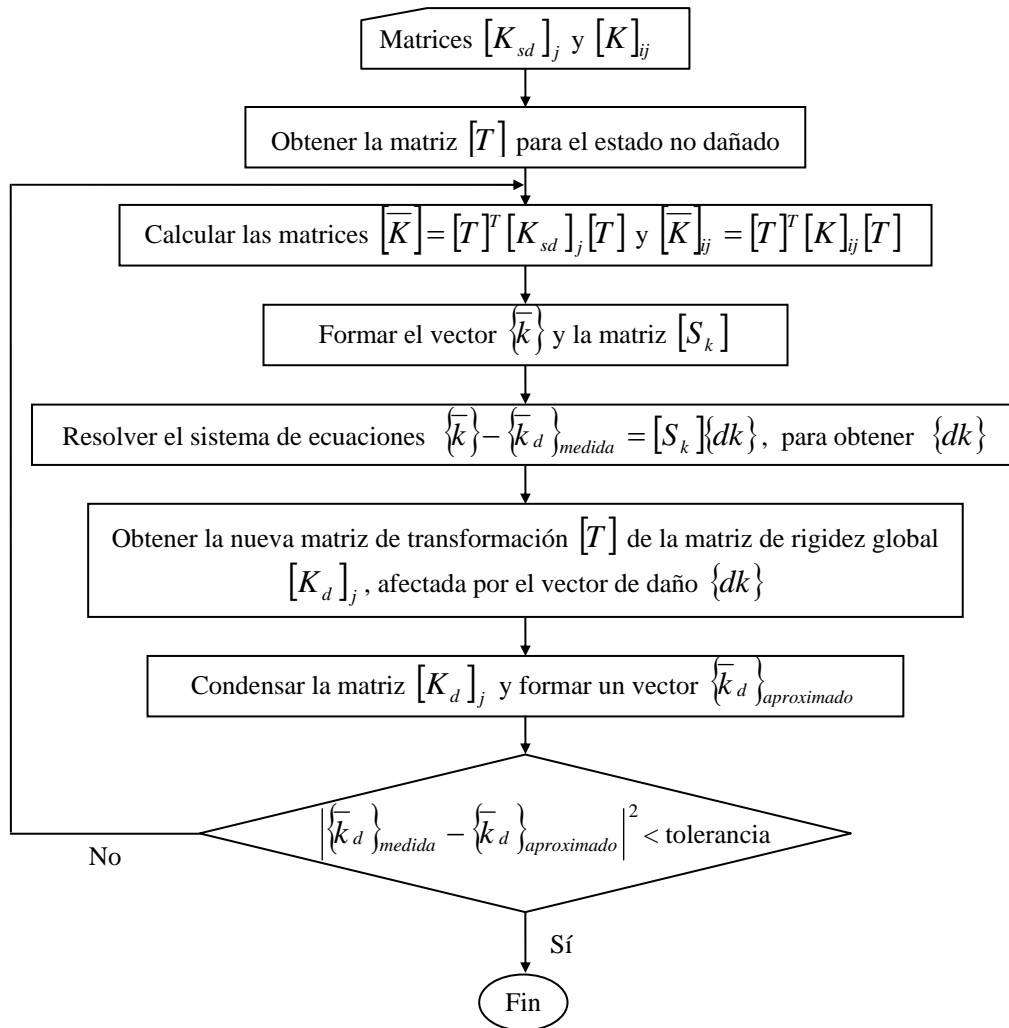


Fig. 4.3. Algoritmo de detección de daño basado en el método de la matriz de transformación (Escobar, *et al.*, 2005).

CAPÍTULO 5

APLICACIÓN A UNA ESTRUCTURA “INSTRUMENTADA”

La elaboración del modelo analítico de una estructura es una de las etapas más importantes en el problema de detección de daño de edificios basados en modelos, la validez de los resultados depende de la representación del comportamiento real del sistema estructural.

Con el objetivo de aplicar los métodos presentados en los capítulos anteriores para detectar daño, se estudió un marco plano de diez pisos de concreto reforzado. En él, se analizaron diferentes casos de instrumentación y se determinó la magnitud de los errores que se cometen en las diferentes etapas para calcular el daño en la estructura.

Inicialmente se determinó la distribución de los instrumentos sísmicos en la estructura. Esto es, con el método presentado en el subcapítulo 3.4.3, se definió la localización de los instrumentos sísmicos en el marco. Con ello, se obtuvieron los registros de aceleración provenientes de los pisos instrumentados.

Para simular el efecto del sismo, se realizó un análisis no lineal paso a paso de la estructura utilizando como excitación el registro de aceleraciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes del sismo ocurrido el 19 de septiembre 1985 en su componente EW.

El análisis se realizó con el programa CANNY-E (Kan-Ning, 1995) suponiendo que todos los elementos estructurales tienen degradación de rigidez y resistencia como ocurre con el concreto reforzado. Con este análisis es posible obtener la historia de la respuesta estructural (aceleraciones, desplazamiento, cortantes, distorsión de entrepisos, etc.).

A partir de los registros de aceleración de los pisos de la estructura se identificaron sus características dinámicas, para ello se utilizó el método de DDF.

Conocidos los modos y frecuencias de vibración de la estructura, se reconstruyó su matriz de rigidez condensada con el método de Baruch y Bar Itzhack. Ésta corresponde al estado de daño de la estructura que registran sus frecuencias y modos de vibración identificados después de ocurrido el sismo.

Finalmente, con la matriz de rigidez condensada reconstruida con las características dinámicas identificadas y con la matriz de rigidez condensada calculada analíticamente a partir de los planos de la estructura, se aplicó el método de la Matriz de Transformación para localizar y cuantificar el daño en los elementos estructurales definido éste como el porcentaje de pérdida de rigidez de los mismos.

5.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura estudiada es un edificio de concreto reforzado, de 10 pisos y una cruja. Está formado por columnas de 0.5x0.9 m y traveses de 0.4x0.9 m. La geometría del modelo se muestra en la figura 5.1.

El módulo elástico del concreto es de 21,680 MN. La masa total por piso del marco es 29,430 kg. La matriz de masas $[M]$ del marco es de orden 10x10.

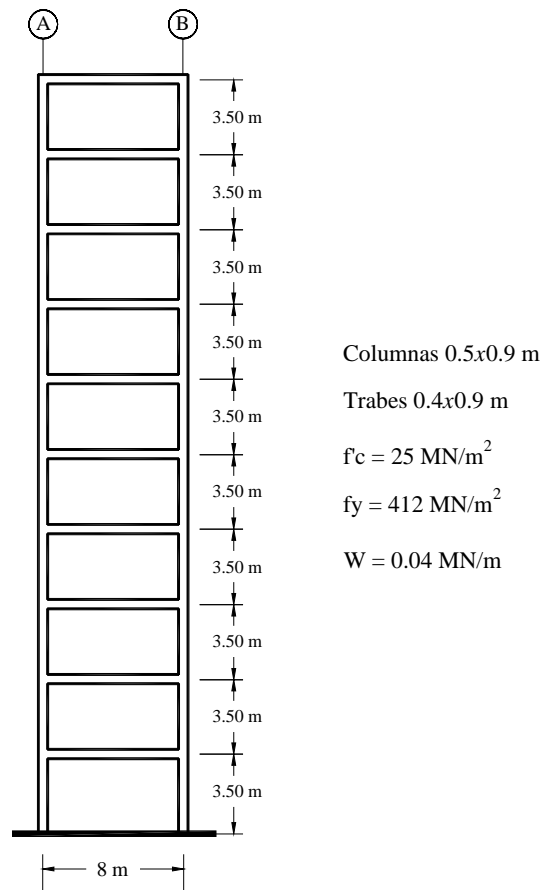


Fig 5.1. Marco estudiado.

5.2. CALIBRACIÓN DEL MODELO DEL EDIFICIO ESTUDIADO

Para llevar a cabo el análisis no lineal paso a paso de la estructura se utilizó un modelo histérico de flexión biaxial, simulado en el programa CANNY-E (Kan-Ning, 1995) usando el modelo de Takeda trilineal.

5.3. INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DEL MARCO ESTUDIADO

En la Tabla 5.1 se presenta la “instrumentación sísmica” del marco en estudio, obtenida con el método propuesto en la sección 3.4.3 (Escobar y García, 1997). Para ello, se consideró un coeficiente de variación para las rigideces y las masas de 20% (Escobar, 1985). En ella se presenta el piso instrumentado representado con una “X”, para diferentes números de instrumentos sísmicos. Se puede observar que como casos extremos, en un caso A, se “instrumentarán” todos los pisos. En un caso B, se colocarán seis en los pisos 4, 5, 7, 8, 9 y 10. Y, en el caso C se cuenta únicamente con tres instrumentos colocados en los pisos 5, 7 y 9.

De igual forma, en la Tabla 5.1, se observa que para el marco en estudio, la instrumentación mínima coincide con el criterio mencionado en el capítulo 3.4.3.

Tabla 5.1 Arreglo de instrumentos del marco en estudio.

Piso	No. De instrumentos									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10						X	X	X	X	X
9			X	X	X	X	X	X	X	X
8				X	X	X	X	X	X	X
7	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
6								X	X	X
5		X	X	X	X	X	X	X	X	X
4					X	X	X	X	X	X
3										X
2									X	X
1							X	X	X	X

Así, para aplicar la metodología propuesta, se estudiaron los siguientes casos:

- Caso A. Diez instrumentos sísmicos. Uno en cada piso.
- Caso B. Seis instrumentos sísmicos en los pisos 4, 5, 7, 8, 9 y 10.
- Caso C. Tres instrumentos colocados en los pisos 5, 7 y 9.

5.4. COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO ESTUDIADO

En la figura 5.2 se presenta la historia del periodo fundamental de vibración del marco en estudio durante la ocurrencia del sismo SCT-EW. Se puede apreciar que el marco se comportó inelásticamente. Inició con un periodo fundamental de vibración de 0.91 s y alcanzó un periodo máximo de 3.81 s. Posteriormente, al finalizar alcanzó un valor de 1.81s.

Al existir un incremento en el periodo de 0.91 s a 1.81 s se demuestra que el marco sufrió degradación de la rigidez. Este sería el primer nivel en detección de daño, esto es, su existencia.

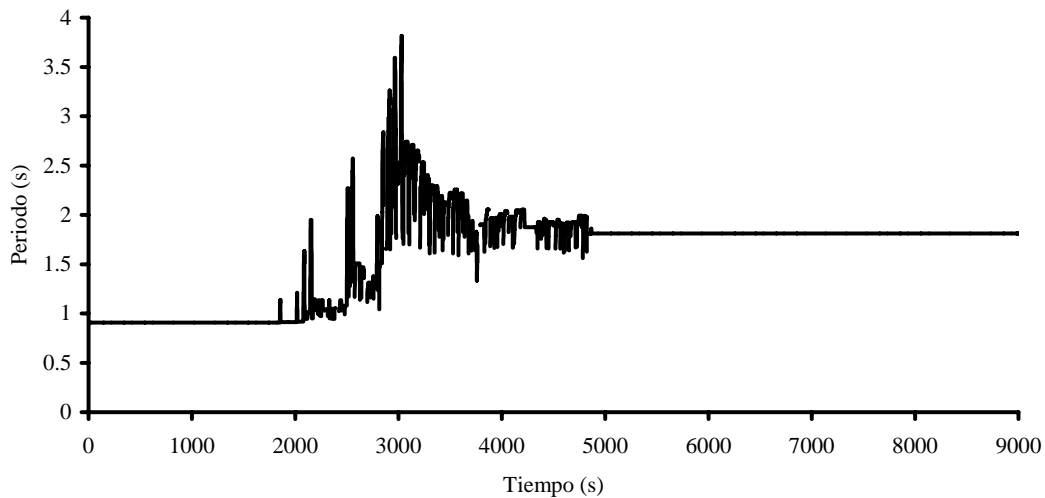


Fig 5.2. Historia del periodo fundamental de vibración del marco en estudio.

Así, se obtuvieron registros de aceleración para los pisos “instrumentados” y se supuso que éstos provenían de instrumentos sísmicos colocados en los pisos para los casos A, B y C.

En la figura 5.3 se presentan las gráficas de la historia de la aceleración de los pisos 1, 5 y 10 del marco en estudio durante la ocurrencia del sismo. Se puede apreciar que la máxima aceleración (5.96 m/s^2) se presentó en el piso 10. Para el primer piso, la máxima aceleración alcanzó un valor de 2.32 m/s^2 y para el piso 5 de 4.81 m/s^2 .

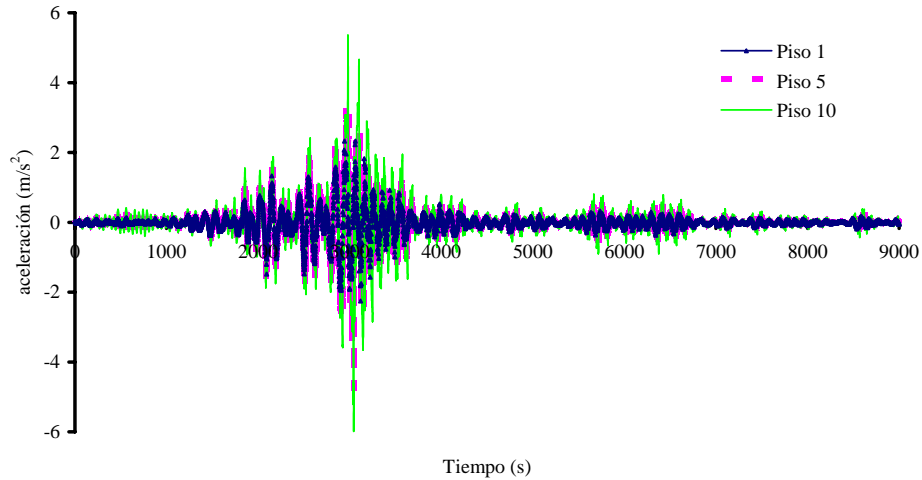


Fig 5.3. Historia de aceleración de los pisos 1, 5 y 10 del marco en estudio.

En la figura 5.4 se presenta la historia del cortante en toneladas, de los entrepisos 1, 5 y 10 del marco en estudio durante la ocurrencia del sismo SCT-EW. Se puede apreciar que, como era de esperarse, el cortante máximo se presenta en el primer entrepiso (78 t). Para el entrepiso 5 se reduce a 59 t. Y, para el entrepiso 10 el valor máximo obtenido fue de 18.6 t.

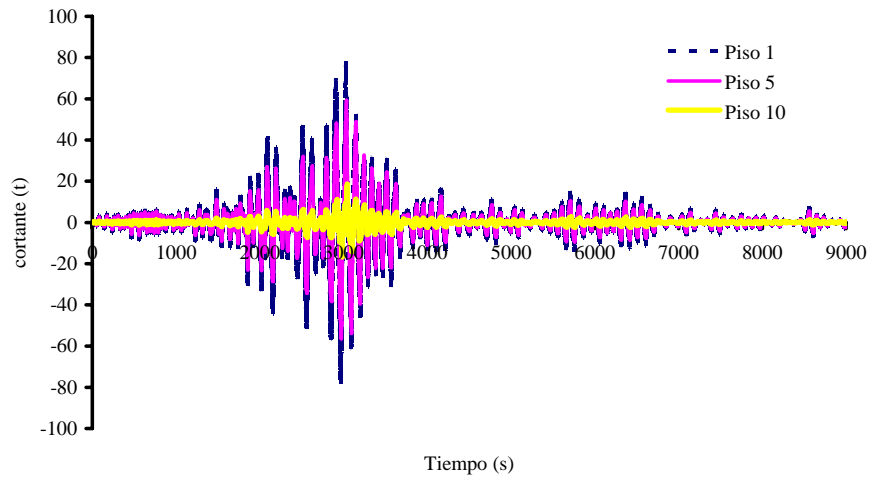


Fig 5.4. Historia del cortante de los entrepisos 1, 5 y 10 del marco en estudio.

La historia del desplazamiento relativo de los entrepisos 1, 5 y 10 del marco en estudio durante la ocurrencia del sismo SCT-EW se presenta en la figura 5.5. En el primer piso el desplazamiento relativo máximo calculado fue de 0.0016 m . Para el piso 5 fue de 0.0134 m y para el piso 10 de 0.026 m .

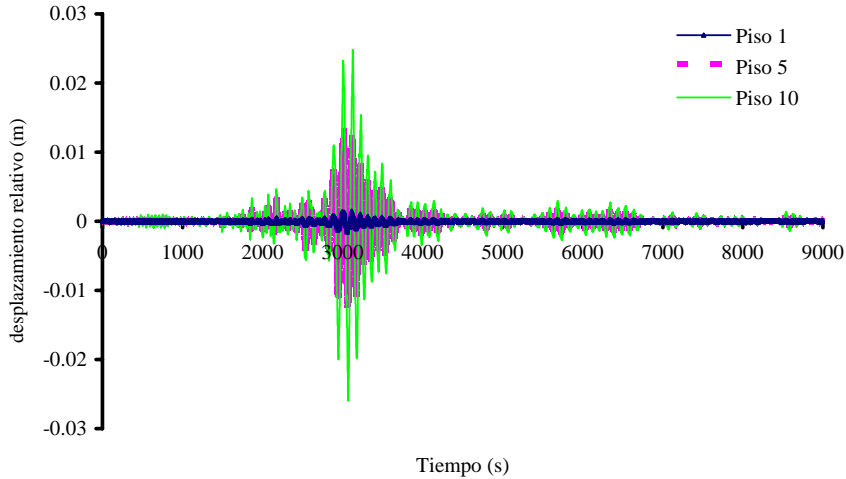


Fig 5.5. Historia del desplazamiento relativo de los pisos 1, 5 y 10 del marco en estudio.

5.4.1. Modos y frecuencias de vibración identificados

A partir del análisis de las historias de aceleración del marco, con el método DDF (sección 4.1.2), se identificaron formas y frecuencias modales de vibración. Esto es, para extraer los parámetros modales para cada caso de daño estudiado, se graficó la función de frecuencias-valores singulares.

Con el objetivo de identificar los valores de las frecuencias de vibración del marco en estudio correspondientes a los valores singulares máximos, en la figura 5.6 se graficaron los cinco valores singulares correspondientes a las 5 primeras frecuencias identificadas.

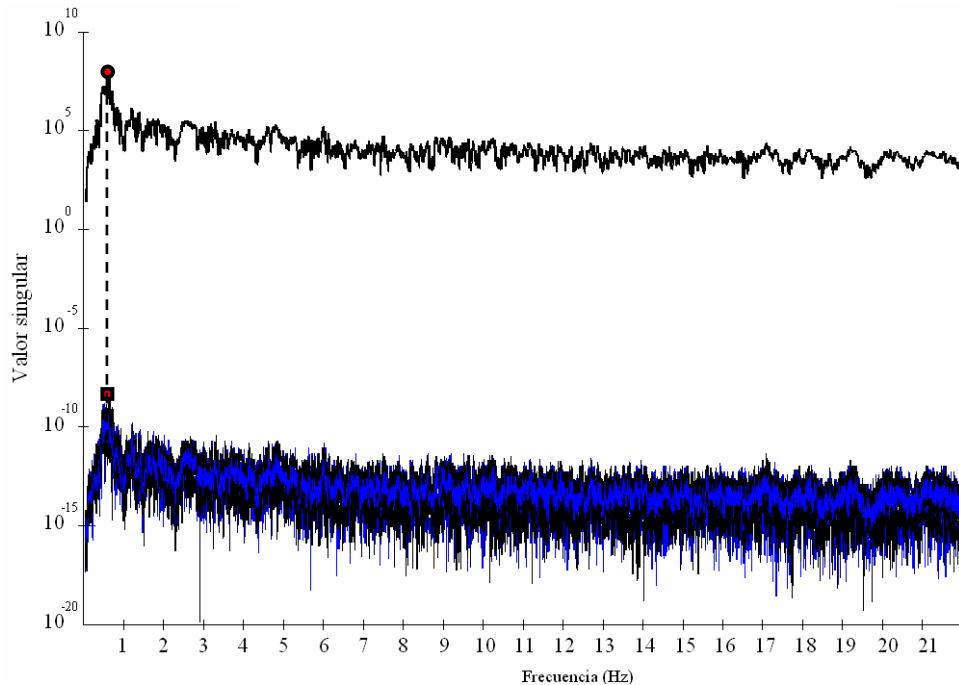


Figura 5.6. Valores singulares de la matriz de densidad espectral de respuesta para el marco en estudio usando el método de DDF.

La ordenada superior de la figura 5.6, corresponde a valores singulares mayores que la unidad y la inferior, que en realidad son tres gráficas traslapadas, corresponden a los otros 3 valores singulares menores que la unidad.

Por ejemplo, para $f_{95}=0.53Hz$, el primer valor singular de S_{95} se encuentra ubicado en la gráfica superior señalado con un círculo negro. Los otros 3 valores singulares, están ubicados en las 3 gráficas traslapadas inferiores y se señalan con un cuadrado negro.

En la figura 5.6 se pueden identificar 4 valores máximos que corresponden a las frecuencias de vibración del sistema. A cada valor máximo de la función de frecuencia-valores singulares corresponde un valor de frecuencia natural y un modo de vibración asociado. Se puede observar que los valores singulares máximos van disminuyendo para modos superiores.

La Tabla 5.2 muestra las formas modales normalizadas y frecuencias naturales calculadas mediante el método de DDF para los casos A, B, y C de instrumentación. Y, para fines ilustrativos la figura 5.7 muestra los distintos casos de “instrumentación” de los modos de vibración y el “caso ideal”.

Tabla 5.2 Formas modales normalizadas y frecuencias naturales calculadas con el método DDF.

Caso	Piso instrumentado	Modo				
		1	2	3	4	5
A	10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	9	0.98	0.80	0.45	-0.13	-0.37
	8	0.94	0.52	-0.21	-0.96	-1.28
	7	0.87	-0.06	-0.93	-0.90	0.15
	6	0.76	-0.32	-0.82	0.15	0.77
	5	0.61	-0.67	-0.49	0.72	0.35
	4	0.45	-0.81	0.04	0.43	-0.49
	3	0.28	-0.73	0.43	-0.36	-0.24
	2	0.14	-0.47	0.46	-0.82	0.65
	1	0.00	-0.18	0.21	-0.49	0.66
B	10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	9	0.98	0.80	0.45	-0.13	-0.37
	8	0.94	0.52	-0.21	-0.96	-1.28
	7	0.87	-0.06	-0.93	-0.90	0.15
	5	0.61	-0.67	-0.49	0.72	0.35
	4	0.45	-0.81	0.04	0.43	-0.49
C	9	0.98	0.80	0.45	-0.13	-0.37
	7	0.87	-0.06	-0.93	-0.90	0.15
	5	0.61	-0.67	-0.49	0.72	0.35
Frecuencia (Hz)		0.53	2.60	4.76	6.99	10.11

Además del análisis realizado con el método DDF, se realizó un estudio con el AEC. En ambos métodos se identificaron los mismos valores de periodos de vibración (Tabla 5.3). Permitiendo darle mayor confiabilidad al método.

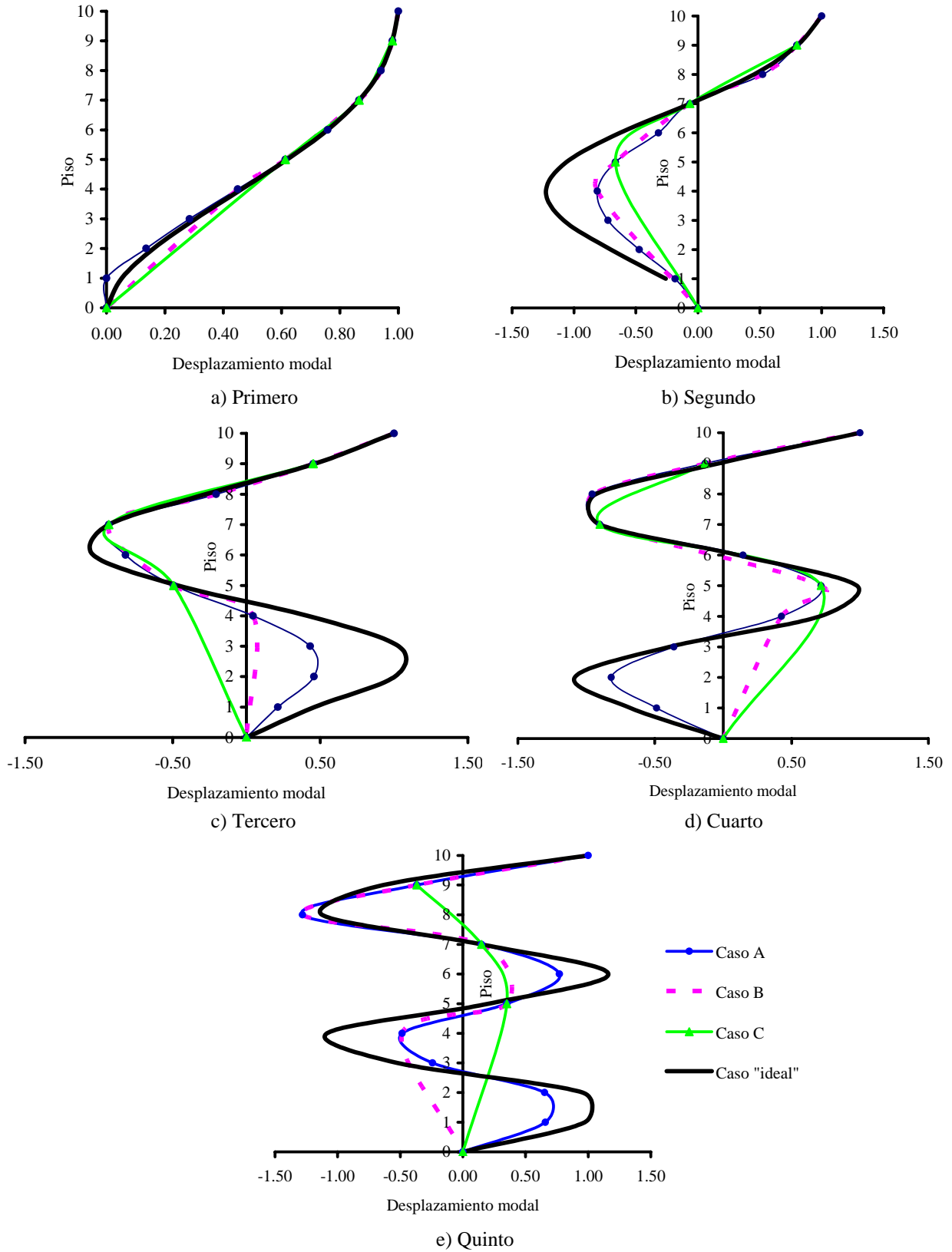


Figura 5.7. Modos de vibración extraídos con el método de DDF para los distintos casos de instrumentación estudiados.

Tabla 5.3 Periodos de vibración obtenidos con AEC y DDF

T (s)
1.89
0.43
0.20
0.12
0.08

De igual forma, la Tabla 5.4 presenta las formas modales normalizadas y frecuencias naturales calculadas mediante el programa CANNY-E (Kan-Ning, 1995).

Tabla 5.4 Formas modales normalizadas y frecuencias naturales calculadas con CANNY-E suponiendo todos los pisos instrumentados.

Piso instrumentado	Modo				
	1	2	3	4	5
10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
9	0.98	0.80	0.46	-0.03	-0.63
8	0.94	0.45	-0.28	-0.93	-1.13
7	0.87	-0.06	-0.93	-0.90	0.15
6	0.76	-0.63	-1.04	0.11	1.16
5	0.62	-1.06	-0.47	0.98	0.20
4	0.46	-1.23	0.42	0.71	-1.09
3	0.30	-1.08	1.03	-0.40	-0.52
2	0.16	-0.70	1.00	-1.08	0.96
1	0.05	-0.26	0.46	-0.68	0.97
Frecuencia (Hz)	0.53	2.23	4.77	8.17	12.48

Con el programa CANNY-E (Kan-Ning, 1995) se calcularon los modos y frecuencias. Estos valores se consideraron como el caso ideal, es decir, se obtuvieron 10 modos y frecuencias de vibración de la estructura después de ocurrido el sismo y dañada ésta.

Así, es posible realizar una comparación entre el caso A de los parámetros obtenidos con el método DDF y los parámetros calculados con el programa CANNY-E (Kan-Ning, 1995), ya que en el caso A se considera instrumentado en todos los pisos al marco en estudio. Esto se realizó mediante el cálculo del error relativo entre las formas y frecuencias naturales y se presenta en la Tabla 5.5.

En ella, se puede observar que para el modo 1, el mayor porcentaje de error relativo se presentó en el piso 1 y es negativo, lo cual implica que el método de DDF proporciona valores menores que los reales.

En general, en la Tabla 5.5 y en la figura 5.7 se puede observar que al tener menor cantidad de pisos instrumentados la precisión de la identificación disminuye. Pues si bien es cierto que los errores relativos no son muy diferentes entre sí (ver Tablas 5.2 y 5.4) sus efectos sí lo son, ya que se pierde información, como se puede apreciar en las figuras 5.7c, 5.7d y 5.7e pues no se logra identificar la magnitud de los desplazamientos modales de varios pisos.

Tabla 5.5. Error relativo (en porcentaje) de los modos y frecuencias identificados con el método de DDF y calculados con el programa CANNY-E, para el caso A del marco en estudio.

Piso	Modo				
	1	2	3	4	5
10	0	0	0	0	0
9	0	0	-2	298	-42
8	0	15	-26	3	14
7	1	-313	-26	-20	-263
6	0	-49	-21	33	-34
5	-1	-37	6	-27	73
4	-3	-34	-89	-40	-55
3	-6	-33	-58	-9	-54
2	-16	-33	-54	-25	-32
1	-100	-30	-54	-28	-32
Frecuencia	0	16	0	-14	-19

5.4.2. Reconstrucción de la matriz de rigideces

Con el algoritmo de Baruch y Bar Itzhack (1978) se calculó la matriz de rigidez del marco utilizando los valores de los modos y frecuencias de vibración identificados. Inicialmente, utilizando todos los parámetros modales obtenidos con el programa CANNY-E, se formó la matriz de rigidez analítica $[K_A]$ que se consideró como “exacta”.

En la figura 5.8 se presenta la matriz de rigidez condensada $[K_A]$ del modelo analítico, reconstruida con 10 modos y frecuencias obtenidos con CANNY-E.

$$\begin{pmatrix} 806 & -588 & 266 & -89 & 29 & -9 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ -588 & 751 & -567 & 260 & -86 & 28 & -8 & 2 & 0 & 0 \\ 266 & -567 & 740 & -563 & 258 & -85 & 27 & -8 & 2 & 0 \\ -89 & 260 & -563 & 737 & -560 & 255 & -83 & 26 & -7 & 1 \\ 29 & -86 & 258 & -560 & 730 & -548 & 246 & -80 & 23 & -4 \\ -9 & 28 & -85 & 255 & -548 & 712 & -536 & 240 & -72 & 14 \\ 2 & -8 & 27 & -83 & 246 & -536 & 710 & -538 & 222 & -42 \\ 0 & 2 & -8 & 26 & -80 & 240 & -538 & 731 & -509 & 136 \\ 0 & 0 & 2 & -7 & 23 & -72 & 222 & -509 & 606 & -264 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -4 & 14 & -42 & 136 & -264 & 159 \end{pmatrix}$$

Fig 5.8. Matriz de rigidez condensada del modelo analítico $[K_A]$ reconstruida con 10 modos y frecuencias obtenidos con CANNY-E (MN/m).

Posteriormente, con el objetivo de observar el valor del error relativo que se genera en los términos de la diagonal de la matriz de rigideces reconstruida de la estructura al usar un número incompleto de parámetros modales se obtuvo la matriz $[K_D]$ con los primeros 5 modos y frecuencias de vibración identificados con el método de DDF (figura 5.9).

En la figura 5.9 se presenta la matriz de rigideces $[K_D]$ reconstruida con los primeros 5 parámetros modales identificados con el método DDF.

$$\begin{pmatrix} 791 & -603 & 273 & -75 & 32 & -17 & -13 & 29 & -10 & 9 \\ -603 & 734 & -562 & 274 & -80 & 20 & -29 & 15 & -19 & 10 \\ 273 & -562 & 737 & -572 & 258 & -77 & 41 & -17 & 3 & -4 \\ -75 & 274 & -572 & 724 & -559 & 268 & -71 & 0 & -2 & 4 \\ 32 & -80 & 258 & -559 & 735 & -545 & 232 & -77 & 10 & 5 \\ -17 & 20 & -77 & 268 & -545 & 700 & -559 & 259 & -89 & 28 \\ -13 & -29 & 41 & -71 & 232 & -559 & 753 & -498 & 236 & -103 \\ 29 & 15 & -17 & 0 & -77 & 259 & -498 & 655 & -482 & 150 \\ -10 & -19 & 3 & -2 & 10 & -89 & 236 & -482 & 629 & -293 \\ 9 & 10 & -4 & 4 & 5 & 28 & -103 & 150 & -293 & 198 \end{pmatrix}$$

Fig 5.9. Matriz de rigidez $[K_D]$ condensada reconstruida con 5 modos con el método DDF (MN/m).

Con el fin de observar la variación del error relativo que se genera en los términos de la matriz de rigideces lateral de la estructura estudiada, al usar un número incompleto de parámetros modales, en la Tabla 5.6, se presenta el valor del error relativo de los términos de la diagonal principal de las matrices de rigideces $[K_A]$ (reconstruida con 10 modos y frecuencias) y de la matriz de rigideces $[K_D]$ (reconstruida con 5 modos y frecuencias). El error se presenta cuando se tienen los primeros 5, 4, 3, 2 parámetros modales y cuando sólo se conoce el primer modo y frecuencia.

Tabla 5.6 Error relativo de los términos de la diagonal principal de las matrices de rigidez $[K_D]$ y $[K_A]$, usando diferente número de modos y frecuencias de vibración (10 instrumentos).

Término	Modo				
	1 a 5	1 a 4	1 a 3	1 a 2	1
$K_{10,10}$	24	-6	-3	-1	0
$K_{9,9}$	4	1	1	1	0
$K_{8,8}$	-10	-3	0	0	0
$K_{7,7}$	6	3	1	0	0
$K_{6,6}$	-2	-1	-1	0	0
$K_{5,5}$	1	0	1	0	0
$K_{4,4}$	-2	0	0	0	0
$K_{3,3}$	0	0	0	0	0
$K_{2,2}$	-2	-1	0	0	0
$K_{1,1}$	-2	0	0	0	0

En la Tabla 5.6, se puede observar que el valor del error relativo entre las matrices $[K_A]$ y $[K_D]$ cuando se tiene únicamente el primer modo y frecuencia es nulo. Es decir, que para el análisis del marco en estudio al utilizar la primera forma y frecuencia natural y suponiendo todos los pisos instrumentados, se hizo una reconstrucción de la matriz de rigidez de forma exacta.

Así mismo, se puede observar que el error se incrementa cuando se incluye en los cálculos un mayor número de parámetros modales. Esto puede atribuirse, entre otros factores, a los errores relativos obtenidos durante la identificación de formas modales, los cuales tuvieron mayor impacto al utilizar de 1 a 3, 1 a 4 y 1 a 5 modos y frecuencias.

En la figura 5.10, se presenta la variación de los términos de la matriz de rigideces del marco en estudio expresada como el error relativo.

Se puede observar que al realizar la reconstrucción con los 3 primeros modos y frecuencias de vibración, el error relativo es menor al 5% en cada término de la diagonal de la matriz. Sin embargo, al utilizar los 5 primeros parámetros modales (1 a 5), el error relativo llega hasta 24% para el término $K_{10,10}$.

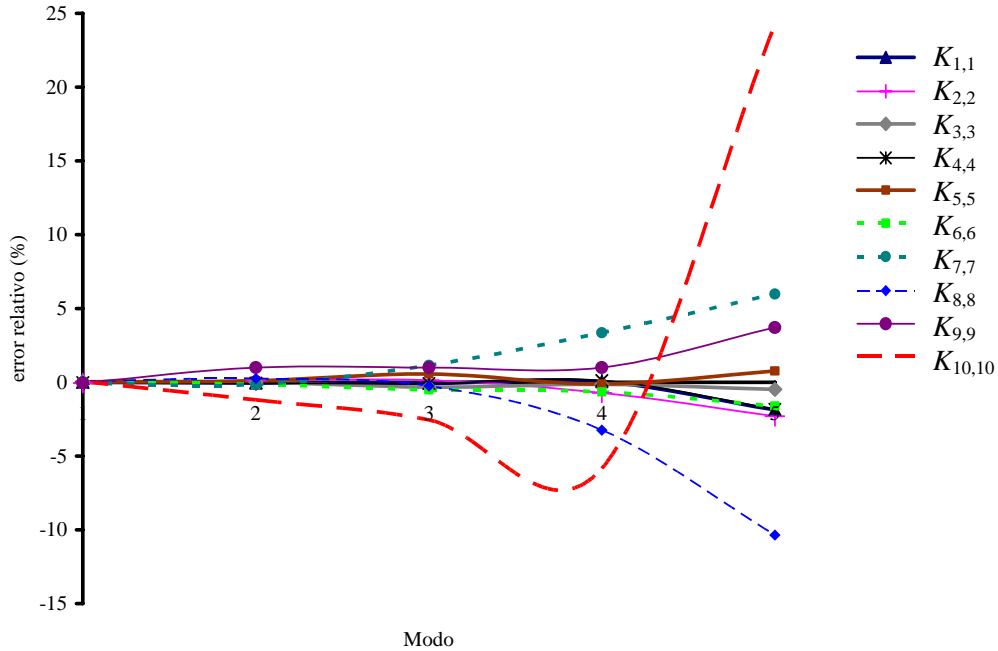


Fig 5.10. Error relativo en los términos de la diagonal principal de la matriz de rigideces lateral $[K_D]$ del marco en estudio, con respecto a la matriz $[K_A]$ (10 instrumentos).

Por otro lado, en la Tabla 5.7 se presentan los valores del error relativo de los términos de la diagonal principal de la matriz de rigidez de la estructura reconstruida con los datos obtenidos para el caso B (6 instrumentos) $[K_{D6}]$, respecto a la matriz de rigidez $[K_A]$. Y el error relativo para el caso C (3 instrumentos) $[K_{D3}]$, respecto a la matriz de rigidez $[K_A]$.

Tabla 5.7 Error relativo de los términos de la diagonal principal de las matrices de rigideces $[K_{D6}]$ respecto a $[K_A]$ y la matriz de rigideces $[K_{D3}]$ respecto a $[K_A]$.

Término	$[K_A]$ vs $[K_{D6}]$	$[K_A]$ vs $[K_{D3}]$
$K_{10,10}$	27	3
$K_{9,9}$	12	-11
$K_{8,8}$	-24	19
$K_{7,7}$	-17	-17
$K_{6,6}$	22	10
$K_{5,5}$	-2	-5
$K_{4,4}$	-6	-8
$K_{3,3}$	-2	5
$K_{2,2}$	-8	-9
$K_{1,1}$	4	3

5.4.3. Detección de daño

La figura 5.10.a, muestra el estado de daño calculado con el método de la Matriz de Transformación (sección 4.2.3) del edificio en estudio, usando como excitación el componente E-W del registro SCT del sismo de septiembre de 1985. En el presente trabajo, este estado se considera como el “real” para el marco en estudio. En la figura 5.10.b, se presenta la numeración de los elementos del marco en estudio.

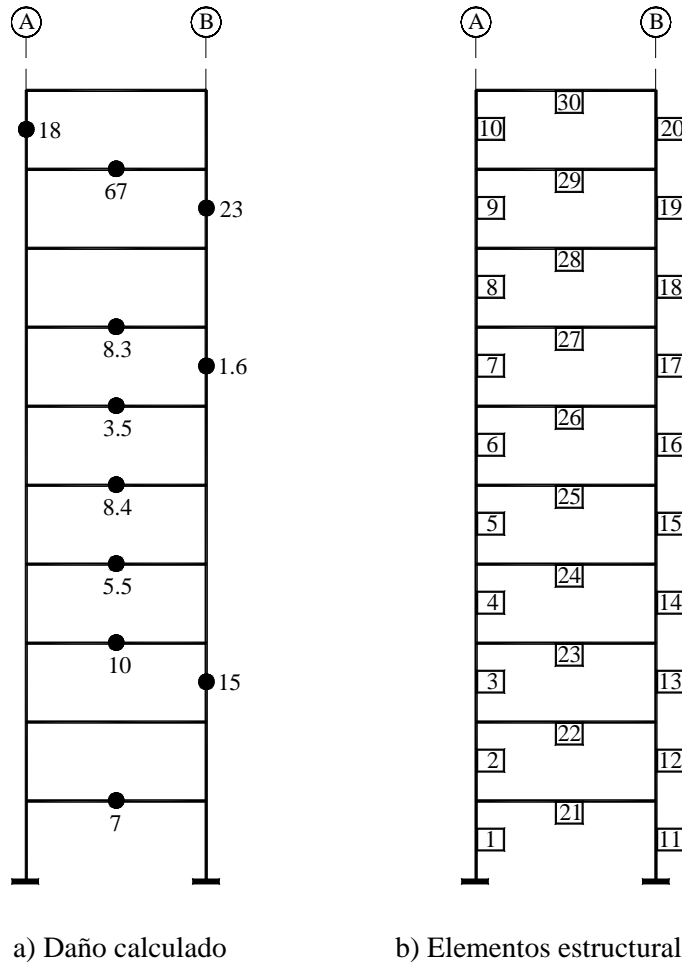


Fig 5.10. a) Daño calculado (en porcentaje de pérdida de rigidez) con el método de la Matriz de Transformación, b) numeración de los elementos estructurales del marco en estudio.

En la figura 5.11, se presenta el daño calculado y el error relativo con respecto al estado de daño “real” (figura 5.10) del marco en estudio, cuando se utilizan datos del primer modo y frecuencia de vibración, así como para diferente número de parámetros modales.

En la figura 5.11.a, correspondiente al cálculo del daño sólo con el primer modo y frecuencia de vibración, se observa que el daño se sobre estimó en 3 elementos (columnas 11 y 12 y, en la viga 22). El valor del error relativo absoluto máximo fue 99%, y se presentó en el elemento 13. No obstante, todos los elementos dañados (figura 5.10) fueron identificados correctamente. Para fines de detección, y desde un punto de vista ingenieril estos resultados se pueden considerar del lado de la seguridad al sobre estimar daño en elementos.

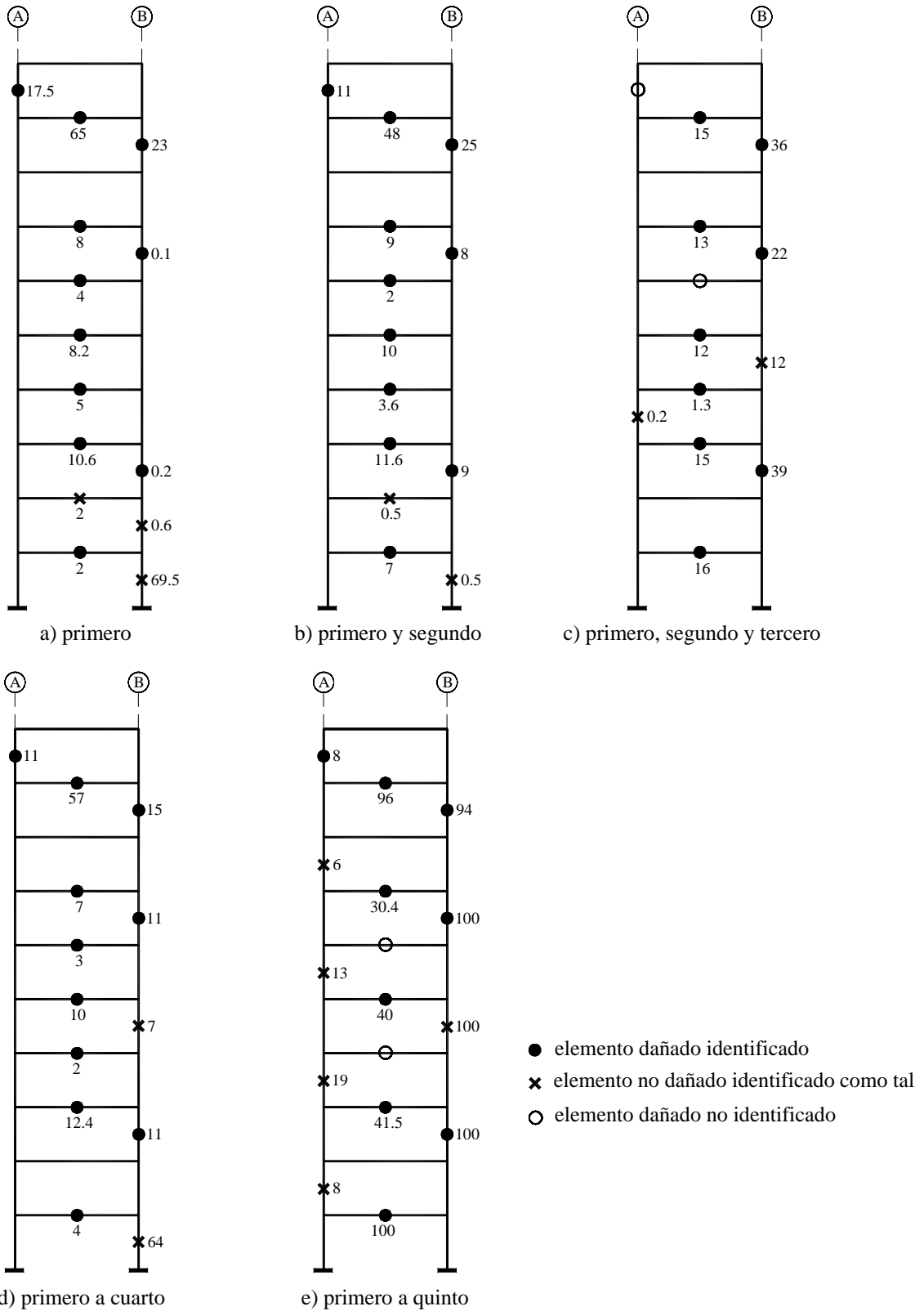


Fig 5.11. Daño calculado con el método de la Matriz de Transformación a partir de la reconstrucción de la matriz de rigidez, considerando diferente número de modos y frecuencias identificados con el método de DDF.

En la figura 5.11.b, para los dos primeros modos y frecuencias de vibración se sobreestimaron 2 elementos con un daño de 0.5%. Para el caso en el que se incluyeron los primeros 4 modos y frecuencias de vibración (figura 5.11.d), la identificación de daño es similar a la del marco “real” con 2 elementos sobreestimados. Esta sobreestimación, se presenta en los elementos 11 y 15. El primero con un daño de 64%.

En las figuras 5.11.c y 5.11e se observa que el método subestimó la magnitud del daño en los elementos 10 y 26 en la primera y en la columna 26 y en la trabe 24 en la segunda. Además, el error relativo máximo se presentó en el elemento 17 en ambas figuras. En la figura 5.11.e, se puede observar que el número de elementos detectados como dañados, que no lo estaban, se incrementó a 5 todos ellos columnas.

Así mismo, en las figuras 5.11.a, 5.11.b y 5.11d se puede observar que en general, el daño en los elementos se identificó correctamente y en ninguna de estas se subestimó.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presentó un procedimiento práctico para instrumentar edificios, procesar sus registros de aceleración para identificar sus características dinámicas, reconstruir su matriz de rigideces y detectar daño en los elementos que los conforman debido a excitación sísmica. El procedimiento se aplicó a un marco de diez pisos.

Los resultados del análisis paso a paso inelástico se consideraron como respuesta ideal para representar el estado daño de la estructura “real”.

Inicialmente, se definió la localización de los instrumentos sísmicos en el marco. Con ello, se obtuvieron los registros de aceleración provenientes de los entrepisos instrumentados. A partir de estos, se identificaron las características dinámicas de la estructura.

Conocidos los modos y frecuencias de vibrar, se reconstruyó la matriz de rigideces condensada correspondiente al estado de daño que registran las frecuencias y modos de vibración identificados del edificio.

Finalmente, se aplicó el método de la Matriz de Transformación para localizar y cuantificar el daño en los elementos estructurales. Este se definió como el porcentaje de pérdida de rigidez de los mismos.

Con base en los resultados obtenidos de los modelos estudiados, se puede concluir que es posible realizar la identificación de modos con un mínimo de instrumentos sísmicos, siempre y cuando estén ubicados en los pisos adecuados.

Del análisis de los resultados obtenidos para la estructura estudiada, se observó que es posible realizar una identificación de frecuencias con un error no mayor que 19%. Además, los resultados obtenidos con el método de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia produce valores similares a los del Análisis Espectral Convencional.

En la identificación de formas modales para el segundo modo de vibración, se presentó un valor máximo del error relativo absoluto de 313%. No obstante, en los términos de la diagonal principal, en matrices de rigidez reconstruidas, dicho efecto no se vio reflejado ya que se obtuvieron valores de error relativo no mayores que 24%.

Por otro lado, la localización del daño en elementos no presentó variaciones significativas. Sin embargo, la influencia se observó en la magnitud del mismo al utilizar los tres primeros modos y frecuencias de vibración (modos 1 a 3) y los cinco primeros (modos 1 a 5).

Así mismo, la localización de daño cuando se consideró únicamente el primer modo y frecuencia de vibración, los primeros dos, y del 1 al 4 es muy aproximada a la “real”. Desde un punto de vista ingenieril puede considerarse adecuada.

Con el objetivo de mejorar la precisión en la magnitud de detección de daño se recomienda realizar estudios que incluyan las siguientes consideraciones:

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Estudiar modelos estructurales en laboratorio con diferente nivel de daño controlado, con el propósito de calibrar la eficiencia del método propuesto.
- Ampliar la aplicación del método a modelos tridimensionales para tener en cuenta la respuesta torsional del edificio, que en muchos casos puede ser uno de los efectos de mayor importancia en su diseño.
- Considerar los efectos de interacción suelo-estructura, ya que estos ocasionan que el modelo se aproxime más a la realidad, y con ello, poder conocer cómo varían los niveles de daño.
- Realizar estudios enfocados a detectar la ubicación del daño dentro de un elemento estructural.
- Estudiar la relación entre estado físico y daño calculado.
- Determinar el nivel de daño de estructuras reales y comparar estos datos con los analíticos obtenidos con el método propuesto.

En la actualidad el número de edificios instrumentados, no sólo en la ciudad de México sino en otros estados de la República, es reducido. Por lo tanto, es recomendable calibrar modelos estudiados con datos reales de estructuras dañadas en donde sean vulnerables a las excitaciones sísmicas. Así, se podría aprovechar la información que se tiene de estos edificios para realizar modelos calibrados y aplicar el método que se presentó en este trabajo para estimar su nivel de daño.

APÉNDICE A. ANÁLISIS ESPECTRAL. Para transformar la información del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, se utiliza la transformada de Fourier para funciones discretas durante una duración de registro finita Td , estos es:

$$Y(z) = \sum_{t=1}^N y(t) e^{\left(\frac{-im2\pi(z-1)(t-1)}{Td}\right)} \quad (\text{A.1})$$

donde z , es una sucesión discreta que varía desde 1 hasta el número de datos N del registro. Para poder aplicar la ecuación (A.1.), es necesario conocer las ecuaciones de Euler que son:

$$e^{im\theta} = \cos \theta + im(\text{sen} \theta)$$

$$e^{-im\theta} = \cos \theta - im(\text{sen} \theta)$$

donde θ , es el argumento de la función trigonométrica. Cuando se aplica la ecuación (A.1) a la función de respuesta de la estructura, se obtienen amplitudes de Fourier discretas $Y(z)$, denotadas como $Y(f)$ pues ya han sido transformadas al dominio de la frecuencia. Estas amplitudes de Fourier para una señal i son números complejos de la siguiente forma:

$$Yi(f) = Yi_{RE}(f) + Yi_{IM}(f) \quad (\text{A.2})$$

donde $Yi(f)$, se compone de una parte real $Yi_{RE}(f)$ y de un parte imaginaria $Yi_{IM}(f)$. Se calculan los espectros de potencia que pueden ser autoespectros $Syiyi(f)$ (señal i con i) o espectros cruzados $Syiyj(f)$ (señal i con j y viceversa) definidos para el autoespectro de potencia como:

$$Syiyi(f) = \overline{Yi}(f) Yi(f) \quad (\text{A.3})$$

y para el espectro cruzado de potencia como:

$$Syiyj(f) = \overline{Yi}(f) Yj(f) \quad (\text{A.4})$$

donde $Syiyi(f)$, es el autoespectro de potencia para la i -ésima señal $yi(t)$ y análogamente $Syiyj(f)$ lo es para la señal j (el guión superior indica la operación de complejo conjugado). En este procedimiento la señal j corresponde a la del terreno (Rodríguez, 2004). La ecuación (A.3), se puede expresar también en términos del módulo, aplicando las propiedades de los números complejos, esto es:

$$Syiyi(f) = |Yi(f)|^2 \quad (\text{A.5})$$

Los espectros de potencia en las ecuaciones (A.3) y (A.4) tienen propiedades de simetría, con lo cual se puede establecer que:

$$Syiyi(-f) = Syiyi(f) \quad (\text{A.6})$$

$$Syiyj(-f) = Syiyj(f) \quad (\text{A.7})$$

$$S_{yij}(-f) = \overline{S_{yij}(f)} = S_{yji}(f) \quad (\text{A.8})$$

Las ecuaciones (A.6) y (A.7), establecen que los autoespectros de potencia son funciones pares con números reales, mientras que los espectros cruzados de potencia (ecuación A.8), son funciones complejas. Dadas las propiedades de simetría (ecuaciones A.6, A.7 y A.8), es conveniente definir los espectros de potencia para frecuencias positivas f^+ ($0 \leq f \leq \infty$), como:

$$G_{yiyi}(f) = 2S_{yiyi}(f) \quad (\text{A.9})$$

$$G_{yjjj}(f) = 2S_{yjjj}(f) \quad (\text{A.10})$$

$$G_{yiyj}(f) = 2S_{yjiy}(f) \quad (\text{A.11})$$

donde $G_{yiyi}(f)$, es el autoespectro de potencia de la i -ésima señal para f^+ y análogamente $G_{yjjj}(f)$ lo es para la señal j ; $G_{yiyj}(f)$, es el autoespectro cruzado de potencia entre las señales i y j o viceversa para f^+ . Cuando $f < 0$, estos espectros de potencia son 0. La figura A.1 muestra de manera esquemática las funciones $G(f)$ y $S(f)$.

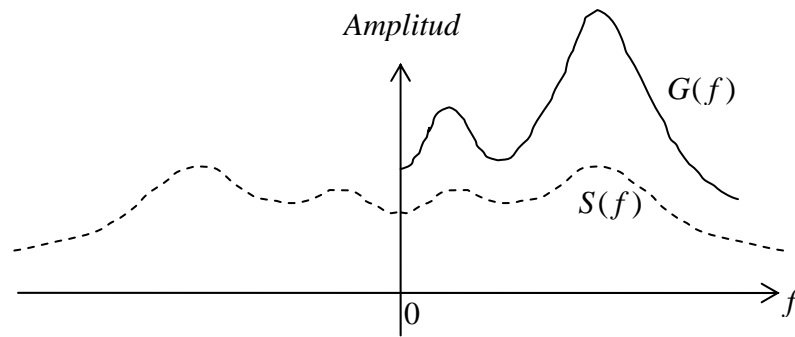


Figura A.1. Espectros de potencia para f y para f^+ (Rodríguez, 2004).

En la figura A.1, se puede observar que si $S(f)$ se dobla hacia la derecha con respecto al eje de las ordenadas se duplican las amplitudes y se obtiene en forma equivalente la función $G(f)$. Esta duplicidad de amplitudes se manifiesta en las ecuaciones (A.9 a A.11) por el factor 2. Otra forma de expresar el espectro cruzado de potencia para f^+ es:

$$G_{yiyj}(f) = C_{yiyj}(f) - im(Q_{yiyj}(f)) \quad (\text{A.12})$$

donde $C_{yiyj}(f)$, es el espectro coincidente ó co-espectro. Es una función par con números reales para cada frecuencia f ; $Q_{yiyj}(f)$, es el espectro cuadrático. Es una función impar con números reales.

El co-espectro y el espectro cuadrático en términos de los espectros cruzados de potencia para f^+ se pueden expresar como:

$$C_{yij}(f) = \frac{1}{2} [G_{yij}(f) + G_{jyi}(f)] \quad (\text{A.13})$$

$$Q_{yij}(f) = \frac{im}{2} [G_{yij}(f) - G_{jyi}(f)] \quad (\text{A.14})$$

El espectro cruzado de potencia para f^+ de la ecuación (A.11), se puede expresar también en forma polar compleja en términos de su magnitud $|G_{yij}(f)|$ y de su ángulo de fase $\beta_{yij}(f)$ como:

$$G_{yij}(f) = |G_{yij}(f)| e^{-im\beta_{yij}(f)} \quad (\text{A.15})$$

La frecuencia f varía de 0 a ∞ . La magnitud y el ángulo de fase para cada f , se pueden expresar en términos de $C_{yij}(f)$ y de $Q_{yij}(f)$ como:

$$|G_{yij}(f)| = \sqrt{C_{yij}^2(f) + im(Q_{yij}^2(f))} \quad (\text{A.16})$$

$$\beta_{yij}(f) = \tan^{-1} \left(\frac{Q_{yij}(f)}{C_{yij}(f)} \right) \quad (\text{A.17})$$

La posición de la resultante del espectro cuadrático $Q_{yij}(f)$ (ecuación A.14), y el co-espectro $C_{yij}(f)$ (ecuación A.13) en el plano complejo está dada por el ángulo de fase (ecuación A.17), medido a partir de 0° sobre el eje real. Este ángulo puede ser 0° , cuando la resultante es paralela al eje real con dirección positiva o 180° con una dirección negativa.

En la práctica se trabaja con información dinámica medida directamente de la estructura lo cual hace que el ángulo de fase no siempre sea exactamente 0° ni 180° .

Esto es, puede tomarse el criterio de que la polaridad es positiva para valores cercanos a 0° ($0^\circ \leq \beta_{yij}(f) < 90^\circ$) y negativa para valores cercanos a 180° ($90^\circ < \beta_{yij}(f) \leq 180^\circ$).

Entre cada componente frecuencial de dos señales distintas i, j , existe una relación dada como:

$$|G_{yij}(f)|^2 \leq G_{yiy}(f)G_{yjj}(f) \quad (\text{A.18})$$

Suponiendo que $G_{yiy}(f)$ y que $G_{yjj}(f)$ son diferentes de cero, se puede definir una función de coherencia $\Psi_{yij}(f)$ a partir de la ecuación (A.18), esto es:

$$\Psi_{yij}(f) = \frac{|G_{yij}(f)|^2}{G_{yiy}(f)G_{yjj}(f)} = \frac{|S_{yij}(f)|^2}{S_{yiy}(f)S_{yjj}(f)} \quad (\text{A.19})$$

$\Psi_{yij}(f)$, varía de 0 a 1. Para el caso de un sistema con parámetros constantes (por ejemplo rigidez y masa que no cambian con el tiempo) el valor de la función de coherencia, correspondiente a alguna frecuencia f , es igual a 1 cuando las dos señales se relacionan linealmente y no existe ruido. Si es

igual a 0 significa que la relación entre las dos señales es nula, y si no llega a estos valores entonces es posible que exista ruido en las señales o que la relación entre $y_i(t)$ y $y_j(t)$ no es lineal.

Con el objetivo de determinar una función de coherencia adecuada, se debe realizar un procesamiento de la señal por ventanas. Esto es, considérese una señal de respuesta en el dominio del tiempo $y(t)$ de una duración Td . Esta historia se debe dividir en ns segmentos continuos, cada uno de duración Ts . Cada segmento $y_i(t)$ está contenido en el intervalo $(t-1)Ts \leq t \leq tTs$, para $t = 1, 2, \dots, ns$.

Con base en lo anterior, se puede definir el autoespectro de potencia estimado $\hat{S}_{yiyi}(f)$ para toda f como:

$$\hat{S}_{yiyi}(f) = \frac{1}{nsTs} \sum_{t=1}^{ns} |Y_t(f, Ts)|^2 \quad (\text{A.20})$$

donde:

$$Y_t(f, Ts) = \int_0^{Ts} y_i(t) e^{-im2\pi ft} dt \quad (\text{A.21})$$

En la ecuación (A.20), se puede observar que al dividir entre ns se está efectuando un promedio que se aproxima al valor medio E de:

$$\hat{G}_{yiyi}(f) = 2 \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} E \left[|Y(f, Ts)|^2 \right] \quad (\text{A.22})$$

Esta es la ecuación formal del autospectro de potencia para funciones discretas. El autoespectro de potencia para f^+ está dado por:

$$\hat{G}_{yiyi}(f) = \frac{2}{nsN\Delta} \sum_{t=1}^{ns} |Y_t(f)|^2 \quad (\text{A.23})$$

El tamaño de paso queda representado por Δ . El autoespectro cruzado de potencia se calcula como:

$$\hat{G}_{yiyj}(f) = \frac{2}{nsN\Delta} \sum_{t=1}^{ns} [\bar{Y}_t(f) Y_t(f)] \quad (\text{A.24})$$

Finalmente, la función de coherencia $\hat{\Psi}_{yiyj}(f)$ se expresa como:

$$\hat{\Psi}_{yiyj}(f) = \frac{|\hat{G}_{yiyj}(f)|^2}{\hat{G}_{yiyi}(f) \hat{G}_{yiyj}(f)} \quad (\text{A.25})$$

La ecuación (A.25), proporciona mejor información espectral que la ecuación (A.19), debido a los promedios del procesamiento por ventanas y sus valores son adimensionales.

Cuando una estructura es sujeta a una excitación, el autoespectro de potencia (ecuaciones A.9 y A.10), presentará algún valor máximo con respecto a la frecuencia, debido ya sea a la(s) frecuencia(s) de excitación o a las frecuencias del propio sistema contenidas en la función de respuesta de frecuencia $H_i(f)$.

Lo anterior se debe a la relación directa que existe entre la excitación y la respuesta de acuerdo con:

$$G_{y_i y_i}(f) = |H_i(f)|^2 G_{x x}(f) \quad (\text{A.26})$$

La ecuación (A.26), supone que no existe ruido que contamine la respuesta $y_i(t)$. Las frecuencias contenidas en la función de respuesta de frecuencia $H_i(f)$ son las llamadas frecuencias de vibración del sistema y corresponden a los modos normales de vibración del sistema.

El problema en la identificación de parámetros modales de un sistema mecánico, y en general para casi todas las estructuras civiles, es que se desconoce la excitación $x(t)$. Por esta razón, es necesario distinguir a las frecuencias de vibración del sistema de las frecuencias de la excitación.

Para hacer lo anterior se recurre al hecho de que todos los puntos de la estructura que corresponden a un modo normal de vibración estarán en fase (0°) o fuera de fase (180°) entre sí, dependiendo solamente de la configuración del modo. Para frecuencias donde el valor máximo del espectro cruzado de potencia sea debido a la excitación.

El ángulo de fase estará entre 0° y 180° indicando que este valor máximo no corresponde a un modo normal de vibración de la estructura y se deberá revisar que la configuración modal no corresponda a un modo torsionante.

Para poder distinguir entre los modos de flexión y los modos torsionantes de la estructura se deben determinar los valores de los ángulos de fase entre dos puntos lateralmente espaciados en puntos opuestos de la estructura en la misma posición longitudinal. En el plano lateral, los dos puntos de medición deben de estar en fase con respecto a todos los demás modos flexionantes y fuera de fase para todos los modos torsionantes.

Los valores de ordenadas máximas identificadas de los espectros de potencia (ecuaciones A.9 y A.16), se confrontan entre sí para decidir cuáles corresponden a las frecuencias de vibración de la estructura y se corroboran observando la geometría de las formas modales y un valor cercano a la unidad en las funciones de coherencia (ecuación A.25).

Cabe hacer la aclaración que para la identificación de valores máximos no es necesario graficar, sin embargo en esta investigación se presentan gráficas para poder observar estos valores máximos.

Una vez identificadas las frecuencias del sistema, se verifican sus valores observando los ángulos de fase (ecuación A.17), correspondientes a cada nivel de cada modo de vibración. Para ello, se deberá tomar en cuenta que para las frecuencias del sistema, los valores de los ángulos de fase deben ser los más cercanos ya sea a 0° ó a 180° .

Para determinar las formas modales correspondientes a cada modo de vibración identificado de la estructura se necesita calcular las funciones de transferencia a partir de las ecuaciones (A.9) y (A.10), como:

$$FTyiyj(f) = \sqrt{\frac{Gyiyi(f)}{Gyjyj(f)}} \quad (\text{A.27})$$

donde $FTyiyj(f)$, es la función de transferencia de la i -ésima señal de algún nivel con respecto al del terreno; j , es la señal de la base de la estructura

Los valores de esta función son adimensionales. Una vez calculadas las funciones de transferencia por nivel para cada modo de vibración identificado se pueden normalizar las formas modales con respecto al nivel superior.

La configuración de cada modo de vibración de la estructura se puede determinar teóricamente siempre y cuando se tenga la suficiente información de la estructura, es decir, que se cuente con señales medidas en cada nivel de la misma. En caso de no ser así, el modo estará incompleto y en algunos casos se podrá determinar recurriendo a la interpolación, pero esto no es lo ideal.

APÉNDICE B. DESCOMPOSICIÓN EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA. La relación entre la excitación desconocida $x(t)$ y la respuesta medida $y(t)$ puede expresarse como (Rodríguez, 2004):

$$Gyy(f) = H(f)Gxx(f)\overline{H}(f)^T \quad (\text{B.1})$$

donde $Gyy(f)$, es la matriz espectral de potencia de la respuesta para f^+ de orden $m \times m$; $H(f)$, es la matriz de la función de respuesta de frecuencia de orden $m \times r$; $Gxx(f)$, es la matriz espectral de potencia de la excitación para f^+ de orden $r \times r$; m , es el número de puntos de registros de respuesta r , es el número de registros de excitación; el superíndice T , indica la transpuesta de la matriz y el guión superior indica complejo conjugado

La ecuación (B.1) es equivalente a la (B.2), sólo que la primera es para f^+ mientras que la segunda es para toda f .

$$Syy(f) = H(f)Sxx(f)\overline{H}(f)^T \quad (\text{B.2})$$

donde $Syy(f)$, es la matriz espectral de potencia de la respuesta para toda f ; $Sxx(f)$, es la matriz espectral de potencia de la excitación para toda f ; $H(f)$, es un caso especial de la función de transferencia cuando $a=0$ y $b=2\pi f$ en el exponente $p = a + im(b)$ según:

$$H(\delta) = \int_0^{\infty} h(\tau)e^{-p\tau} d\tau \quad (\text{B.3})$$

donde $H(\delta)$, es la transformada de Laplace de $h(\tau)$ que es la respuesta del sistema en cualquier tiempo t , a un impulso unitario aplicado a un tiempo τ anterior a t . Para una excitación cualquiera $x(t)$, la respuesta del sistema $y(t)$ se define como:

$$y(t) = \int_{-\infty}^{\infty} h(\tau)x(t-\tau)d\tau \quad (\text{B.4})$$

Conocida como la integral de convolución. La matriz de la función de respuesta de frecuencia, $H(f)$ se puede escribir como:

$$H(f) = \sum_{k=1}^n \left[\frac{R_k}{f - \lambda_k} + \frac{\overline{R_k}}{f - \overline{\lambda_k}} \right] \quad (\text{B.5})$$

donde k , es una sucesión discreta de 1 hasta n número de modos de la estructura; λ_k , es el k -ésimo polo o valor singular; R_k , es el k -ésimo residuo, que se define como:

$$R_k = \varphi_k \zeta_k^T \quad (\text{B.6})$$

donde φ_k , es el k -ésimo modo de vibración; ζ_k , es el k -ésimo vector de participación modal. Sustituyendo la ecuación (B.6) en la ecuación (B.5) se tiene:

$$H(f) = \sum_{k=1}^n \left[\frac{\varphi_k \zeta_k^T}{f - \lambda_k} + \frac{\overline{\varphi_k \zeta_k^T}}{f - \overline{\lambda_k}} \right] \quad (\text{B.7})$$

Supóngase que la excitación es ruido blanco y por consiguiente su matriz espectral de potencia es constante, por ejemplo $G_{xx}(f) = C$. Entonces, a partir de la ecuación (B.7), la ecuación (B.1) se convierte en:

$$G_{yy}(f) = \sum_{k=1}^n \left[\frac{\varphi_k \zeta_k^T}{f - \lambda_k} + \frac{\overline{\varphi_k \zeta_k^T}}{f - \overline{\lambda_k}} \right] C \left[\sum_{k=1}^n \left[\frac{\varphi_k \zeta_k^T}{f - \lambda_k} + \frac{\overline{\varphi_k \zeta_k^T}}{f - \overline{\lambda_k}} \right] \right]^T \quad (\text{B.8})$$

Multiplicando los dos factores de fracciones parciales de la ecuación (B.8) y haciendo uso del teorema de Heaviside para fracciones parciales, el espectro de potencia de respuesta para f^+ se reduce como:

$$G_{yy}(f) = \sum_{k=1}^n \left[\frac{A_k}{f - \lambda_k} + \frac{\overline{A_k}}{f - \overline{\lambda_k}} + \frac{B_k}{-f - \lambda_k} + \frac{\overline{B_k}}{-f - \overline{\lambda_k}} \right] \quad (\text{B.9})$$

donde A_k es la k -ésima matriz residual de la matriz espectral de respuesta de orden $m \times m$ y del tipo Hermit como:

$$A_k = R_k C \left[\sum_{s=1}^n \left[\frac{\overline{R_s}^T}{-\lambda_k - \overline{\lambda_s}} + \frac{R_s^T}{-\lambda_k - \lambda_s} \right] \right] \quad (\text{B.10})$$

La contribución del k -ésimo modo a la matriz residual es:

$$A_k = \frac{R_k C \overline{R_k}^T}{2\alpha_k} \quad (\text{B.11})$$

donde α_k , es el negativo de la parte real del polo, esto es:

$$\alpha_k = f_k - \lambda_k \quad (\text{B.12})$$

donde f_k , es la frecuencia de vibración del sistema correspondiente al k -ésimo modo. El modo correspondiente al valor singular λ_k es dominante cuando su magnitud es mucho mayor con respecto a la de los demás valores singulares y además el residuo es proporcional al modo de vibración, esto es:

$$A_k \propto R_k C \overline{R_k}^T = \varphi_k \zeta_k^T C \zeta_k \varphi_k^T = d_k \varphi_k \varphi_k^T \quad (\text{B.13})$$

donde d_k , es un escalar; \propto indica que es proporcional. Sólo algunos modos son dominantes a cierta frecuencia f , típicamente uno o dos. Estos modos se denotan como $dom(f)$ y el espectro de potencia de respuesta puede escribirse como:

$$G_{yy}(f) = \sum_{k \in dom(f)}^n \left[\frac{d_k \varphi_k \varphi_k^T}{f - \lambda_k} + \frac{\overline{d_k \varphi_k \varphi_k^T}}{f - \overline{\lambda_k}} \right] \quad (\text{B.14})$$

La ecuación (B.16), representa la descomposición modal de la matriz espectral de potencia de respuesta y proporciona resultados similares a los que se obtendrían con la ecuación (B.1) bajo la suposición de la existencia de una excitación de ruido blanco.

Debido a que en la práctica se desconoce la matriz espectral de potencia de la excitación $G_{xx}(f)$, ecuación (B.1), la matriz espectral de potencia de la respuesta $G_{yy}(f)$ también es desconocida. Por consiguiente, para utilizar el método de DDF se debe de estimar una matriz espectral de potencia de la respuesta.

A esa matriz estimada se le denomina $\hat{G}_{yy}(f)$ que opera a frecuencias discretas $f = f_p$ donde p , es una sucesión discreta para cada frecuencia del dominio. $\hat{G}_{yy}(f)$ se puede estimar por medio de la ecuación (B.1) suponiendo que la excitación es ruido blanco y haciendo $Y(f) = H(f)$ en la ecuación (B.1) se tiene que:

$$\hat{G}_{yy}(f) = \overline{Y}^T(f) Y(f) \quad (\text{B.15})$$

La matriz espectral de potencia de la ecuación (B.15), se descompone como:

$$\hat{G}_{yy}(f) = U_p S_p U_p^T \quad (\text{B.16})$$

La ecuación (B.16), efectúa una descomposición de valores singulares que opera de forma similar que la ecuación (B.14), donde $U_p = [u_{p1}, u_{p2}, \dots, u_{pn}]$ es la matriz que contiene a los vectores singulares o formas modales u_{pk} , y S_p es la matriz diagonal compuesta de los valores singulares s_{pk} .

Una vez calculados los valores singulares s_{pk} se grafican con respecto a la frecuencia f y se observarán tantos valores máximos como número de frecuencias de vibración del sistema se identifiquen.

Los modos de vibración del sistema serán aquellas formas modales u_{pk} , obtenidos mediante la descomposición por valores singulares, correspondientes a cada frecuencia de vibración identificada del sistema.

APÉNDICE C. MÉTODO DE LA MATRIZ DE TRANSFORMACIÓN. Para una estructura con ne elementos (subestructuras), la matriz de rigidez global para el estado dañado de la estructura $[K_d]$ se puede expresar como (Fierro, 2002):

$$[K_d] = \sum_{i=1}^{ne} x_i [Ke]_i \quad (\text{C.1})$$

donde $[Ke]_i$, es la matriz de rigidez sin daño del elemento estructural i ; x_i , es un parámetro adimensional, que representa la contribución de la rigidez del elemento estructural i a la matriz de rigidez global de la estructura ($0 \leq x_i \leq 1$). Donde un elemento se considera sin daño si su valor de x es igual a la unidad. Así, la matriz de rigidez global de la estructura para su estado no dañado $[K_{sd}]$ es:

$$[K_{sd}] = \sum_{i=1}^{ne} x_i [Ke]_i \quad (\text{C.2})$$

Una manera de relacionar una estructura real con su modelo analítico es comparando sus características dinámicas. Una comparación directa entre las formas modales puede realizarse si los grados de libertad del modelo analítico se condensan de acuerdo con los medidos en la estructura.

La detección de daño en marcos planos se determina a partir de las matrices de rigidez, en coordenadas globales, de cada elemento estructural que la constituye; si se considera que cada una de ellas es una subestructura, se tiene (Sosa, 1998):

$$[K]_j(\{dk\}) = \sum_{i=1}^{nej} (1 - dk_i) [K]_{ij} \quad (\text{C.3})$$

donde nej , es el número de elementos en el marco; Al desarrollar la ecuación (C.3):

$$[K]_j(\{dk\}) = \sum_{i=1}^{nej} [K]_{ij} - \sum_{i=1}^{nej} dk_i [K]_{ij} \quad (\text{C.4})$$

Se observa que $\sum_{i=1}^{nej} [K]_{ij}$, corresponde a la matriz de rigidez global original sin daño del marco.

Sí, $[K_d]_j = [K]_j(\{dk\})$ entonces:

$$[K_d]_j = [K_{sd}]_j - \sum_{i=1}^{nej} dk_i [K]_{ij} \quad (C.5)$$

donde $[K_d]_j$, es la matriz de rigidez global dañada del marco j ; $[K_{sd}]_j$, es la matriz de rigidez global original sin daño del marco j ; $[K]_{ij}$, es la matriz de rigidez en coordenadas globales del elemento i del marco j .

La ecuación (C.5), muestra que la matriz de rigidez global correspondiente a un estado dañado se puede calcular como la diferencia entre la matriz de rigidez original sin daño y una matriz que contiene la variación debida a éste en sus términos; en este caso, la matriz generada por la suma.

Así, la matriz de rigidez lateral correspondiente a un estado de daño del marco j es:

$$[\overline{K}_d]_j = [T_d]_j^T [K_d]_j [T_d]_j \quad (C.6)$$

donde $[\overline{K}_d]_j$, es la matriz de rigidez lateral dañada del marco j ; $[T_d]_j$, es la matriz de transformación correspondiente al estado de daño del marco j . Al sustituir la ecuación (C.5) en la (C.6), se obtiene:

$$[\overline{K}_d]_j = [T_d]_j^T [K_{sd}]_j [T_d]_j - \sum_{i=1}^{nej} dk_i [T_d]_j^T [K]_{ij} [T_d]_j \quad (C.7)$$

donde $[K]_{ij}$, es la matriz de rigidez del elemento i del marco j . La matriz de transformación se puede obtener a partir de las formas modales conocidas y las frecuencias de vibración, y tiene la forma:

$$[T_{sd}]_j = \begin{bmatrix} [I] \\ -[K_{22}]^{-1} [K_{21}] \end{bmatrix} \quad (C.8)$$

donde $[I]$, es la matriz identidad de orden $nm \times nm$ siendo nm el número de grados de libertad medidos en la estructura; $[K_{22}]$ y $[K_{21}]$ son submatrices que se obtienen de la partición de la matriz de rigidez global de la estructura de la siguiente forma:

$$[K] = \begin{bmatrix} [K_{11}] & [K_{12}] \\ [K_{21}] & [K_{22}] \end{bmatrix} \quad (C.9)$$

Estas pueden definirse de la ecuación de equilibrio estático del sistema estructural, siguiente:

$$\begin{Bmatrix} \{f\} \\ \{g\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{11}] & [K_{12}] \\ [K_{21}] & [K_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \end{Bmatrix} \quad (\text{C.10})$$

donde $\{f\}$, es el vector de cargas asociadas con los desplazamientos medidos; $\{g\}$, es el vector de cargas asociadas con los desplazamientos no medidos; $\{u\}$, es el vector de desplazamientos medidos; $\{v\}$, es el vector de desplazamientos no medidos.

De esta forma se intenta establecer un procedimiento iterativo con el que se detecten los elementos dañados por aproximaciones sucesivas. Así la ecuación (C.7), queda descrita como:

$$[\overline{K}_d]_j = [T_{sd}]_j^T [K_{sd}]_j [T_{sd}]_j - \sum_{i=1}^{nej} dk_i [T_{sd}]_j^T [K]_{ij} [T_{sd}]_j \quad (\text{C.11})$$

Teniendo que $[T_{sd}]_j^T [K_{sd}]_j [T_{sd}]_j$, es igual a la matriz de rigidez lateral $[\overline{K}_{sd}]_j$ del marco sin daño, se tiene:

$$[\overline{K}_d]_j = [\overline{K}_{sd}]_j - \sum_{i=1}^{nej} dk_i [T_{sd}]_j^T [K]_{ij} [T_{sd}]_j \quad (\text{C.12})$$

Si en la ecuación anterior, se define:

$$[\overline{K}_{ij}] = [T_{sd}]_j^T [K]_{ij} [T_{sd}]_j$$

Entonces:

$$[\overline{K}_d]_j = [\overline{K}_{sd}]_j - \sum_{i=1}^{nej} dk_i [\overline{K}_{ij}] \quad (\text{C.13})$$

En la matriz de rigidez lateral dañada de orden $m \times m$, el número de términos independientes nti que posee, es:

$$\frac{m(m+1)}{2}$$

Esto es, debido a su simetría. Y gráficamente se tiene:

$$\begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 & \cdots & m \\ & m+1 & m+2 & \cdots & 2m-1 \\ & & 2m & \cdots & 3m-3 \\ & & & \ddots & \vdots \\ & & & & nti \end{bmatrix}$$

Desarrollando la ecuación (C.13), para el t -ésimo término de cada matriz en esta ecuación $(\overline{k}_{d_t}, \overline{k}_{sd_t}, \overline{k}_{ij_t})$ se obtiene:

$$\bar{k}_{sd_i} - \bar{k}_{d_i} = \sum_{i=1}^{ne} dk_i \bar{k}_{ij_i} \quad (\text{C.14})$$

En forma matricial:

$$\{\bar{k}_{sd}\}_{nti \times 1} - \{\bar{k}_d\}_{nti \times 1} = [S_k]_{nti \times nej} \{dk\}_{nej \times 1} \quad (\text{C.15})$$

donde $\{\bar{k}_{sd}\}_{nti \times 1}$, es el vector de orden $ne \times 1$ que contiene los términos independientes de la matriz de rigidez lateral sin daño; $\{\bar{k}_d\}_{nti \times 1}$, es el vector de orden $nti \times 1$ que contiene los términos independientes de la matriz de rigidez lateral dañada; $\{dk\}_{nti \times 1}$, es el vector de orden $nti \times 1$ que contiene la degradación en rigidez de los elementos; $[S_k]_{nti \times nej}$, es la matriz de orden $nti \times nej$ que contiene los términos independientes de las matrices \bar{k}_{ij} .

De esta forma se tiene que, al resolver el sistema de ecuaciones de la ecuación (C.15), se obtiene un estado de daño al que está asociada una matriz de rigidez lateral. Al calcular la matriz de transformación correspondiente, se obtiene una nueva aproximación para la ecuación (C.11).

REFERENCIAS

- Acevedo H. (2005), "Reconstrucción de la matriz de rigideces de marcos a partir de sus parámetros modales experimentales", Tesis de maestría, UNAM, México.
- Alcántara L., Murià-Vila D., Almora D., Velasco J.M., Torres M., Vázquez R., Vázquez E. y Macías M. (2002), "Sistema de monitoreo remoto en un edificio localizado en una ciudad expuesta a un peligro sísmico mayor", Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile, 24 al 26 de abril.
- Ávila J. y Meli R. (1987), "Análisis de la respuesta de edificios típicos ante el sismo del 19 de septiembre de 1985", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Baruch M. y Bar Itzhack Y. (1978), "Optimal weighted orthogonalization of measured modes", AIAA Journal, 16 (4):346-51.
- Berman A. y Nagy E.J. (1983), "Improvement of large analytical model using test data", AIAA Journal, pp. 1168-1173.
- Bendat J.S. y Piersol A.G. (1986), "Random data. Analysis and measurement procedures", John Wiley and Sons.
- Canavesio O., Ambrosini R. y Natalini M. (2004), "Interacción dinámica suelo estructura en puentes", Argentina. <http://www.unne.edu.ar/cyt/2001/7-Tecnologicas/T-016.pdf>
- Çelebi M. (2000), "Seismic instrumentation of buildings", United States Geological Survey.
- Centro Nacional de Sismología (2004), http://khatati.igp.gob.pe/cns/reportes/tipos_sismogr/sismografos/tipos.htm.
- CIRES, (2005), "Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A.C.", http://www.cires.org.mx/es_prod_iedif.php4
- Clough R. y Penzien J. (1975), "Dynamics of structures", McGraw-Hill, New York, N.Y.
- Cobb R. y Liebst B. (1997), "Structural damage identification using assigned partial eigenstructure", AIAA Journal, Vol. 35, No. 1.
- Direct Industry, (2005), <http://www.directindustry.com.mx/>
- Escobar J. A. (1985), "Efecto de incertidumbres en las características de sistemas estructurales sobre su respuesta modal espectral" Tesis de maestría, DEPMI UNAM, México.
- Escobar J.A. (1996), "Localización de daño en estructuras", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Escobar J.A. y García J.P. (1997), "Ubicación de instrumentos sísmicos en estructuras para evaluar cambios en sus características dinámicas", XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Vol. II, pp 924-933, Veracruz, México.

REFERENCIAS

- Escobar J.A., Sosa J.J. y Gómez R. (2001), "Damage detection in framed buildings", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 28, pp 1-13.
- Escobar J.A., Fierro F. y Gómez R. (2004), "Damage detection in building structures", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canadá.
- Escobar J.A., Sosa J.J. y Gómez R. (2005), "Structural damage detection using the transformation matrix", *Computers and Structures*, Vol. 83, pp 357-368.
- Espinoza F. (1999), "Determinación de características dinámicas de estructuras", Tesis doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos Universidad Politécnica de Cataluña, España.
- Farrar C. y Sohn H. (2000), "Pattern recognition for structural health monitoring", Los Alamos National Laboratory, Los Alamos, EUA.
- Fierro F. (2002), "Identificación de daño estructural en modelos de edificios usando parámetros modales", Tesis de maestría, DEPE UNAM, México.
- Fuentes L. y Murià-Vila D. (2001), "Modelos calibrados de un edificio instrumentado", *Revista Digital Universitaria*, UNAM, México. <http://www.revista.unam.mx/vol.2/num3/proyec1/>
- Hassiotis S. y Jeong G.D. (1995), "Identification of stiffness reduction using natural frequencies", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 121, No. 10, 1106-1113.
- Heredia-Zavoni E. (1998), "Optimal instrumentation of uncertain structural systems subject to earthquake ground motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 27, 343-362.
- Hossdorf H. (1972), "Modelos reducidos: método de cálculo", Instituto Eduardo Torroja, Madrid, España.
- Kan-Ning L. (1995), CANNY-E "Three dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package", Manual del usuario.
- Karsa E.F. (1967), "Electrical measuring instruments and measurements", Akadémiai Kiadó, Budapest, Hungría.
- King C. y Gómez R. (1996), "Instrumentación de puentes", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- LAB (2005) "Laboratorio Balear para la Calidad", <http://www.laboratoriobalear.com/presentacion.htm>
- Li S. y Herrera J. (2003), "Detección y estimación de daño en marcos en 2 y 3D", Tesis de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Marulanda J., Thomson P., Caicedo J.M. y Dyke S. (2001), "Monitoreo de salud estructural de puentes metálicos", First Colombian Workshop on Steel Structures, Cartagena, Colombia.
- Murià-Vila D. y González R. (1995), "Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México", Informe al Departamento del Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM.

- Murià-Vila D., Alcántara L., Durán R., Macías M., Maldonado S., Pérez L., Tena A. y Vázquez R. (1997), “Edificios instrumentados”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Universidad de Colima y Gobierno del Estado de Colima., pp. 197-232.
- Murià-Vila D., Taborda R., Macías M.A y Escobar J.A. (2002), “Instrumentación de un edificio alto en la ciudad Acapulco”, Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile.
- Murià-Vila D. (2005a), “Comunicación personal”, Posgrado en Ingeniería UNAM, México.
- Murià-Vila D. (2005b), “Apuntes del curso Dinámica Aplicada”, Posgrado en Ingeniería UNAM, México.
- Paz M. (1992), “Dinámica estructural teoría y cálculo”, Reverté, S. A. Barcelona.
- Prince J. (1965), “Instrumentos usados en mediciones sísmicas”, México, D.F.
- Prince J. (1988), “Reto sísmico”, Publicación de Teléfonos de México, S.A. de C.V., México, D.F., pp. 273-284.
- Rodríguez R. y Barroso L. (2003), “Método de cocientes de valores de rigidez entre valores de masa para la obtención del estado no dañado de una estructura y detección de daño de la estructura de referencia”, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León, Guanajuato, México.
- Rodríguez R. (2004), “Seguimiento y detección de daño estructural en edificios sin parámetros modales base”, Informe parcial de investigación doctoral, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Rosenblueth E. y Newmark N.M. (1978), “Fundamentos de ingeniería sísmica”, Editorial Diana, México.
- Sitio en Internet (2005), “Respuesta dinámica experimental de una estructura con disipadores”, http://www.tdx.cesca.es/TESIS_UPC/AVAILABLE/TDX-0517101-124618/08Cap5a.pdf
- Sohn H. y Law K.H. (1997), “A bayesian probabilistic approach for structure damage detection”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, 1259-1281.
- Sosa J.J. (1998), “Detección de daño en modelos tridimensionales de edificios”, Tesis de maestría, DEPMI, UNAM, México.
- Sugahara M. (1997), “Localización de daño en estructuras de concreto reforzado usando la matriz de sensibilidad”, Tesis de maestría, DEPMI, UNAM, México.
- Taborda R., Murià-Vila D., Pérez R. y Macías M.A. (2002), “Efectos de interacción suelo-estructura de un edificio en Acapulco”, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puebla, México, pp. 659-670.
- Tamura Y., Zhang L., Yoshida A., Nakata S. e Itoh T. (2002), “Ambient vibration tests and modal identification of structures by FDD and 2DOF-RD technique”, Yokohama, Japón.

REFERENCIAS

Vera E. (2003), "Calibración de un modelo matemático de un edificio de concreto reforzado de siete niveles sujeto a sismos, con respecto a su comportamiento real", Tesis de Ingeniero Constructor Escuela Militar de Ingenieros, México.

Villaverde R. (1991), "An explanation for the numerous upper floor collapses during the 1985 México City earthquake", Seminario Internacional Evaluación de Estructuras de Concreto, IMCYC, México.

Zeevaert L. (1960), "Base shear in tall buildings during earthquake july 28, 1957 in Mexico City", II World Conference in Earthquake Engineering, Tokio, Japón.

Zeevaert L. (1963), "Mediciones y cálculos sísmicos durante los temblores registrados en la ciudad de México en mayo de 1962", Boletín de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.