



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
UNIDAD PROFESIONAL ADOLFO LÓPEZ MATEOS**

SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

EVALUACIÓN DE DAÑO EN EDIFICIOS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.

T E S I S

**PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL**

**P R E S E N T A:
JOSUÉ GARCÍA SOLANO**

**DIRECTOR DE TESIS:
DR. RAMSÉS RODRÍGUEZ ROCHA**

MÉXICO D. F. 2011





SIP-14

INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

ACTA DE REVISIÓN DE TESIS

En la Ciudad de México D. F., siendo las 18:00 horas del día 04 del mes de enero del 2012 se reunieron los miembros de la Comisión Revisora de Tesis, designada por el Colegio de Profesores de Estudios de Posgrado e Investigación de E.S.I.A. – U. Z. para examinar la tesis titulada:

“EVALUACIÓN DE DAÑO EN EDIFICIOS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA”.

Presentada por el alumno:

García

Apellido paterno

Solano

Apellido materno

Josué

Nombre(s)

Con registro:

B	0	9	1	3	5	3
---	---	---	---	---	---	---

aspirante de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL

Después de intercambiar opiniones, los miembros de la Comisión manifestaron **APROBAR LA TESIS**, en virtud de que satisface los requisitos señalados por las disposiciones reglamentarias vigentes.

LA COMISIÓN REVISORA

Director de tesis

Dr. Ramsés Rodríguez Rocha

Dr. Esteban Flores Méndez

Dr. Hector Aureliano Sánchez Sánchez

Dr. Jorge Luis Alamilla López

M. en C. Carlos Roberto Torres Álvarez

PRESIDENTE DEL COLEGIO DE PROFESORES

M. en C. Pino Durán Escamilla



NJRC/ppr.



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

CARTA CESIÓN DE DERECHOS

En la Ciudad de México, D.F. el día 09 del mes de enero del año 2012, el que suscribe C. Josué García Solano alumno del programa de Maestría en Ingeniería Civil con número de registro B091353, adscrito a la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura UZ, manifiesta que es autor intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección del Dr. Ramsés Rodríguez Rocha y cede los derechos del trabajo intitulado EVALUACIÓN DE DAÑO EN EDIFICIOS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, al Instituto Politécnico Nacional para su difusión, con fines académicos y de investigación.

Los usuarios de la información no deben reproducir el contenido textual, gráficas o datos del trabajo sin permiso expreso del autor y/o director del trabajo. Este puede ser obtenido escribiendo a la siguiente dirección jgarcia.solano@gmail.com. Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.

A handwritten signature in black ink, consisting of a stylized 'J' and 'G' followed by 'Solano'.

Josué García Solano

RESUMEN

La detección de daño en edificios es de vital importancia como medida preventiva para evitar pérdidas humanas en estructuras que han sido afectadas por eventos sísmicos. En el caso de edificios desplantados sobre suelo blando, como es el caso de la Ciudad de México, resulta de igual transcendencia el conocimiento de los Efectos de Interacción Suelo-Estructura (Efectos ISE). Ambos fenómenos afectan directamente a la respuesta dinámica de una estructura, por lo que es prioritario considerarlos como una herramienta útil en la toma de decisiones de reforzamiento o demolición.

Actualmente la mayoría de los métodos para evaluar daño se formulan para estructuras desplantadas sobre base rígida, que para el caso de suelos blandos no es realista, pues la base flexible modifica la respuesta dinámica de la estructura.

En este trabajo la identificación de daño estructural (degradación de rigidez) en edificios es mejorada aplicando técnicas de deconvolución a las respuestas dinámicas para eliminar los efectos ISE. Usando Funciones de Transferencia (FT) para suprimir la influencia de la base flexible, la identificación de parámetros modales se vuelve más precisa, resultando en resultados de identificación de daño mejorados.

En este trabajo se utiliza el Método de Rigideces Base (MRB, Rodríguez, 2007), debido a que con éste se puede localizar y cuantificar el daño en estructuras en las que se desconoce la información dinámica del estado de referencia (sin daño) del sistema, caso predominante en la República Mexicana; utilizando sólo la rigidez lateral aproximada del primer entrepiso y algunos registros de aceleraciones de la estructura dañada.

Se estudiaron casos de daño simulados en dos edificios con comportamiento de cortante y un caso de daño en un edificio real. Los resultados demuestran que al aplicar la metodología propuesta la localización de daño se ve mejorada, identificando para los sistemas de cortante todos los elementos dañados y desapareciendo los elementos falsos que se presentan cuando se usan señales sin deconvolucionar.

En el caso de estudio real los resultados mejoraron, desapareciendo los elementos falsos que habían sido identificados en el último entrepiso al usar señales sin deconvolucionar.

Además se identificaron dos de los elementos convergentes a una de las zonas con grietas menores de 1 cm, que no habían sido encontrados.

En todas las conexiones con grietas mayores que 5 cm se identificaron mínimo tres de los elementos discretizados convergentes a éstas.

ABSTRACT

Damage detection in buildings is vitally important to avoid human losses. For buildings founded on soft soil, as in Mexico City, Soil-Structure Interaction Effects (SSI) are also important. Both phenomena affect directly the dynamic response of a structure, thus it is important to consider them as useful tools for retrofitting or demolition decisions.

Currently, most damage detection methods for are formulated for structures founded on a fixed base, which in the case of soft soils is not realistic.

In this work, damage (loss of stiffness) assessment in buildings is improved applying deconvolution techniques to dynamic responses to eliminate Soil-Structure Interaction (SSI) effects. Using transfer functions (TF) to suppress the influence of the flexible base the modal information becomes more precise, thus, resulting on enhanced damage identification results.

In this work the Baseline Stiffness Method (BSM, Rodríguez, 2007) is applied, since allows to locate and measure severity of damage in buildings without baseline modal information (undamaged state), using solely the approximated lateral stiffness of the first storey and some acceleration records of the damaged system.

Simulated damage cases in two shear beam buildings and a real damage case of a reinforce concrete building were studied. The results demonstrate that the proposed methodology improves damage assessment, identifying for the two shear beam models all the elements simulated as damaged and not reporting false elements as occur when not deconvoluted signals are used.

For the real case study, the methodology also eliminated the false elements found when no deconvoluted signals were used.

All the elements forming the connection where cracks of 1 cm were reported, were correctly located. These elements were not found when no deconvoluted signals were used.

Also, all connection reported with cracks of 5 cm or more were identified.

EVALUACIÓN DE DAÑO EN EDIFICIOS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

CONTENIDO

	Pág.
RESUMEN	v
ABSTRACT	vii
Contenido general	viii
 I. INTRODUCCIÓN	 4
I.1 Generalidades	4
I.2 Antecedentes	5
I.3 Problema	7
I.4 Hipótesis	8
I.5 Objetivo	8
I.6 Justificación	8
I.7 Alcances	9
I.8 Metodología	9
I.9 Contenido	10
 II. DETECCIÓN DE DAÑO	 11
II.1 Introducción	11
II.2 Método de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia	11
II.3 Matriz de rigidez con daño	14
II.4 Método de Rigideces Base	15
II.5 Ejemplos de aplicación	20
II.5.1 Detección de daño en un edificio a escala de 5 niveles ensayado en mesa vibratoria	20
II.5.1.1 Descripción de la Estructura	20
II.5.2 Efectos de la información modal limitada en la detección de daño para el edificio a escala de 5 niveles.	24
 III. EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	 27
III.1 Introducción	27
III.2 Efectos de Sitio	27

III.3 Efectos de Interacción Dinámica Suelo-Estructura	29
III.3.1 Interacción cinemática	29
III.3.2 Interacción inercial	30
III.3.2.1 Rigideces estáticas	33
III.3.2.2 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento	34
III.4 Modelo de ISE	35

IV. RESPUESTA DINÁMICA ESTRUCTURAL SIN EFECTOS ISE

IV.1 Función de Trasferencia	39
IV.2 Descomposición del movimiento en un sistema con ISE	40
IV.3 Identificación de sistemas mediante Funciones de Transferencia	41
IV.4 Respuesta estructural en vibración libre	41
IV.5 Ejemplo de Aplicación	

V. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

V.1 Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en la detección de daño.	46
V.1.1 Modelo numérico de un edificio de cortante de 10 niveles	46
V.1.2 Modelo numérico de un edificio de cortante de 5 niveles	48
V.2 Deconvolución de señales para mejorar los resultados de daño	51
V.2.1 Modelo numérico de un edificio de cortante de 10 niveles	51
V.2.2 Modelo numérico de un edificio de cortante de 5 niveles	53
V.2.3 Caso de Estudio Real, Edificio en Van Nuys, California	

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

TRABAJO A FUTURO

REFERENCIAS

Capítulo I

INTRODUCCIÓN

I.1 GENERALIDADES

Con el paso del tiempo las edificaciones pueden sufrir daño debido al uso, falta de mantenimiento, y principalmente a causa de eventos naturales de gran magnitud, como huracanes, hundimientos, sismos, inundaciones (Rodríguez, 2007). La magnitud del daño dependerá, entre otros factores, del tipo de suelo en el que se desplante la estructura.

Para el caso de la Ciudad de México, los movimientos telúricos resultan de gran importancia. El Servicio Sismológico Nacional reporta a partir del año 2,000 98 sismos de magnitud igual o mayor a 5.5, de los cuales 35 corresponden a magnitud mayor que seis grados (Servicio Sismológico Nacional, 2011).

Históricamente, México ha sido un país azotado por sismos. Como ejemplo se tiene el terremoto de Michoacán, en septiembre de 1985, el cual ocasionó la pérdida de más de 20,000 vidas (Servicio Sismológico Nacional, 2011); o el sismo de Colima en octubre de 1995 que causó daños considerables en cerca de 17,000 estructuras, así como la muerte de al menos 50 personas (Juárez, 1995).

Durante terremotos como los mencionados, el daño inducido a una estructura puede ser de tal magnitud que la lleve al colapso y consecuentemente a pérdidas económicas o humanas. Por ello es de vital importancia identificar la magnitud del daño, como medida preventiva y herramienta para tomar decisiones de habitabilidad y/o reforzamiento.

Durante la evaluación del daño en una estructura, es necesario considerar al suelo como parte esencial del sistema estructural, pues como se abordará posteriormente, el lecho de cimentación influye en la respuesta dinámica del edificio. Para esto es primordial conocer los efectos de Interacción Suelo-Estructura (ISE) e incluirlos en la identificación del sistema.

En la práctica se presenta un problema multidimensional, que es la discrepancia entre el comportamiento estructural del modelo y el que tendrá el edificio una vez construido. Uno de los aspectos causantes de esa diferencia proviene de la consideración de que el suelo y la estructura forman una unión infinitamente rígida (condición empotrada). Esta idealización difícilmente será correcta, y se cumple sólo para el caso de una cimentación muy rígida, un lecho de cimentación igualmente rígido y una estructura relativamente ligera.

Las estructuras usadas en nuestro país son comúnmente pesadas, de concreto o acero, y para el caso de gran parte de la Ciudad de México son desplantadas

sobre suelos blandos; en estas condiciones la respuesta acoplada del suelo de cimentación junto con la estructura puede ser diferente a la esperada.

La interacción suelo-estructura (ISE) es un conjunto de cambios en la respuesta del suelo-cimentación-estructura que en general es causado por dos fenómenos; la flexibilidad del terreno de desplante, y el cambio en los movimientos de entrada debido a la presencia de la estructura. En general estos fenómenos se manifiestan como un aparente incremento en el periodo fundamental de la estructura, el incremento de los componentes de cabeceo en la cimentación, la reducción del cortante basal máximo debido a la difracción y refracción de ondas en la cimentación (Todorovska, 2002).

En la práctica cuando se considera la ISE, generalmente se hace tomando en cuenta modelos estáticos simplificados, como el propuesto por Luco *et al.* (1987), que han demostrado aproximar de buena forma la respuesta de sistemas estructurales desplantados sobre suelos blandos.

Acoplar el estudio de la Interacción Suelo-Estructura con la detección de daño en edificios es un tema que aportará elementos para entender mejor la respuesta dinámica real de una estructura, especialmente para la evaluación de las condiciones estructurales después de eventos sísmicos de gran intensidad.

I.2 ANTECEDENTES

Los métodos para identificar y medir daño, también conocidos como métodos de Monitorio de Salud Estructural (*Structural Health Monitoring*) tienen como principal propósito proveer información del estado estructural del sistema estudiado (Rodríguez, 2002).

Estos métodos pueden clasificarse en locales o globales. Los primeros se utilizan para detectar daño en regiones específicas de la estructura, y se cuenta con diversas técnicas para hacerlo, por ejemplo: ultrasonido, radiografías o inspección visual. Las desventajas de estos métodos son que se requiere una gran cantidad de tiempo para determinar la totalidad del daño, y que en las zonas de difícil acceso (elementos de cimentación, por ejemplo) resulta muy complicado obtener información (Rodríguez, 2002).

Por su parte, los métodos globales se basan en la premisa de que un cambio en el sistema, como el daño, se manifiesta como un cambio en las características dinámicas de la estructura. Por lo tanto, estos métodos tienen como datos de entrada las propiedades dinámicas del sistema, tanto en estado sin daño, como dañado. De esta forma se puede tener un rápido y confiable panorama del estado de la estructura y de la magnitud del daño, en función de la pérdida de rigidez.

Lo anterior nos enfrenta a un problema muy común en nuestro país, que es el desconocimiento de las propiedades dinámicas de las estructuras en estado sano.

Sin esta información se carece de un patrón de comparación, por lo que no se puede determinar el valor del decaimiento de rigidez.

El método de rigideces base (Rodríguez, 2007) da solución a esta problemática. Mediante este método se estima el daño teniendo como dato sólo la respuesta del sistema dañado y la rigidez lateral aproximada del primer entrepiso en estado sano.

En este método, el estado base (sin daño) se construye utilizando cocientes de rigidez y masa de la estructura, obtenidos a partir de frecuencias y modos de vibración de la estructura dañada.

El MRB ha sido probado en modelos con comportamiento de viga de cortante y flexión, así como en modelos en el plano y el espacio, mostrando una alta capacidad para detectar y cuantificar daño (García et al., 2011, García et al. 2010, Rodríguez et al., 2009).

El campo de la ISE ha sido estudiado desde los inicios de la década de 1930. Kioji Suyehiro (1932) presentó una lectura titulada *“Vibration on Buildings in an Earthquake”*, en esta lectura se discute la respuesta y el daño observado en estructuras rígidas, medianamente rígidas y flexibles, desplantadas en suelo blando y en estrato rocoso. Suyehiro concluyó que alguna acción absorbente presente en el suelo puede ayudar (más o menos) a reducir la acción destructiva de un terremoto en el caso de edificios rígidos (Todorovska, 2002).

Ishimoto (1929) estudió la velocidad de ondas en el suelo. Los estudios concluyeron que las ondas P, como las S tienen una velocidad de propagación de 120 y 65 m/s (aproximadamente), y que muy probablemente teniendo un periodo de 0.1 s., alcanzan una longitud de onda de entre 6.5 y 12 m. Por lo tanto un edificio desplantado sobre un suelo blando no es muy sensible a estas ondas cortas y rápidas. También se observó que en un suelo blando la amplitud de una onda sísmica de periodo corto disminuye muy rápido con la profundidad, por lo que las cimentaciones profundas son menos sensibles a las rápidas componentes de las ondas sísmicas (Todorovska, 2002).

Desde esos primeros antecedentes las investigaciones en el campo de la ISE pretenden brindar herramientas técnicas para considerar todos sus efectos en el diseño. Uno de dichos efectos es la habilidad del fenómeno en sí para prevenir la entrada de la energía de onda durante un sismo a la estructura, así como la absorción pasiva de energía sísmica por el suelo durante sismos, principalmente de larga duración. Estos fenómenos deben ser cuantificados para ser considerados dentro del análisis (Schanz y Lankov, 2008).

Otra consecuencia de los efectos ISE es el aparente aumento del periodo del sistema con respecto al que se tiene si se idealiza un apoyo empotrado. Este fenómeno puede traer incrementos o reducciones en la respuesta estructural, dependiendo del periodo resonante en el espectro de respuesta. También

cambiará la respuesta debido al incremento del amortiguamiento producido por la disipación de energía por comportamiento histerético y radiación de ondas en el suelo (Pérez-Rocha y Avilés, 2007).

En general, los efectos de interacción son benéficos para estructuras con periodo fundamental mayor que el periodo dominante del suelo, pero son perjudiciales en caso contrario (Pérez-Rocha y Avilés, 2007).

La modelación del fenómeno de ISE ante cargas dinámicas, como es la acción de un sismo, puede ser planteada desde dos perspectivas: usando un modelo que involucre a la estructura y el suelo circundante como un solo sistema (método directo) o mediante el método de subestructuras, que basado en el principio de superposición descompone el problema en partes más manejables y fáciles de revisar (Wolf, J P., 1985).

Esta formulación mediante el método de subestructuras es descrita con mayor detalle en el capítulo III.

El estudio de los dos fenómenos en forma acoplada ha sido abordado de distintas formas en los últimos años por los siguientes autores.

Nakhaei y Ghannad (2007) investigaron la influencia de la ISE sobre los índices de daño de Park y Ang. En su trabajo utilizaron un oscilador de un grado de libertad con comportamiento bilineal sujeto a cargas sísmicas. El suelo fue modelado como un semiespacio elástico homogéneo usando los modelos de cono. Se observó que la ISE incrementa los índices de daño para estructuras con periodo menor que el periodo dominante del suelo, lo que significa que los métodos formulados sobre base rígida pueden subestimar los índices de daño.

Pérez Rocha y Avilés (2007a y 2007b, 2008) propusieron un modelo para detección de daño basado en desplazamientos máximos y disipación de energía ante cargas monotónicas mediante un índice de Park y Ang modificado. Para considerar los efectos ISE se usó un oscilador con base rígida con las mismas propiedades que el de base flexible.

I.3 PROBLEMA

En el caso de la mayoría de los edificios construidos en territorio mexicano, se presenta una problemática generalizada, que es el desconocimiento de las propiedades dinámicas base (estado sin daño) de la estructura estudiada. Esto representa un obstáculo para la determinación de daño, pues los métodos basados en vibraciones, en su mayoría, requieren el conocimiento de las propiedades de la estructura base y dañada. Para dar solución a esta problemática se usa el MRB, el cual es capaz de identificar daño en estructuras en las que no se cuenta con información modal base.

En el caso específico de la Ciudad de México existe un fenómeno más que debe considerarse. La flexibilidad del terreno, junto con el espesor de la capa flexible influyen en la respuesta estructural de los edificios. Los efectos de Interacción Suelo-Estructura modifican las propiedades dinámicas, en especial la frecuencia fundamental, debido a la flexibilidad adicional del sistema acoplado.

Por lo tanto, al momento de obtener mediciones de estructuras desplantadas sobre suelo blando, se cuenta con información mezclada del medio de cimentación y la propia estructura.

Actualmente, los métodos de detección de daño, en su mayoría, se formulan considerando una base empotrada, mientras que los pocos métodos que toman en cuenta la influencia de la base flexible han sido formulados solamente para osciladores elementales, estando limitados en su aplicación práctica.

I.4 HIPÓTESIS

Los resultados de daño mejoran cuando se desprecia la influencia del suelo en las señales medidas al aplicar el MRB, que considera a la estructura desplantada sobre base rígida.

I.5 OBJETIVO

Mejorar la detección de daño en edificios utilizando el Método de Rigideces Base, eliminando la componente horizontal de los efectos de interacción suelo-estructura.

I.6 JUSTIFICACIÓN

El uso de edificios antiguos o deteriorados, en los que no se tiene un diagnóstico adecuado de salud estructural, es en nuestro país una práctica común que pone en riesgo la vida de las personas que habitan o laboran en ellos.

Por otra parte la historia nos ha enseñado que México es constantemente azotado por fenómenos sísmicos (Servicio Sismológico Nacional, 2011), siendo mayormente afectada la zona del Valle de México, por tratarse de una zona en la que la alta flexibilidad del terreno modifica la respuesta dinámica de las estructuras.

En la aplicación del método para identificar daño se ve involucrada la extracción de parámetros modales provenientes de las mediciones hechas en las estructuras, las cuales no sólo contienen información dinámica del sistema estructural. Por lo anterior las propiedades dinámicas estimadas de la estructura estudiada, pueden no corresponder a las reales.

El uso de técnicas para deconvolucionar las señales ofrece una alternativa eficiente para restar la influencia de otras fuentes como son el sismo o el terreno de desplante a las respuestas dinámicas medidas, identificando así parámetros modales propios del sistema que se quiere evaluar.

El estudio en conjunto de estos dos tópicos (daño e ISE) es de gran relevancia para migrar a una evaluación de edificios más segura, que resguarde la integridad humana.

I.7 ALCANCES

Esta tesis estudia el efecto de la ISE en la identificación y cuantificación de daño en edificios regulares, cimentados sobre suelo blando.

I.8 METODOLOGÍA

Para tomar en cuenta la influencia del suelo en los resultados de detección de daño se utilizan señales simuladas obtenidas de modelos de cortante de 5 y 10 niveles, considerando por un lado al edificio desplantado en un suelo rígido (sin ISE) y en el otro caso un edificio desplantado sobre suelo blando (con ISE). Para obtener la respuesta del edificio con base flexible se usa la metodología planteada en el Capítulo III.

Al corroborar que la ISE afecta los resultados de detección de daño, se hace uso de técnicas de deconvolución de señales para restar la influencia del suelo en la extracción de parámetros modales. Dichas técnicas son aplicadas a las señales simuladas obtenidas de modelos de cortante y a las mediciones tomadas de un edificio real.

Usando la Transformada Rápida de Fourier se determina la respuesta dinámica (en frecuencia) obtenida en cada una de las masas del modelo con ISE, así como el movimiento de campo libre o de traslación en la cimentación. Mediante el cociente de cada uno de los registros en frecuencia de las masas y el de campo libre o cimentación se calculan Funciones de Transferencia (FT). La formulación y propiedades de las FT usadas son descritas en el Capítulo IV.

Éstas FT describen sistemas en los cuales se desprecian los componentes frecuenciales de la excitación y parte de la base flexible. Una vez calculadas, las FT (en el dominio de la frecuencia) son llevadas al dominio del tiempo mediante la Transformada Inversa de Fourier.

La señal resultante (en el dominio del tiempo) de cada FT contiene información dinámica propia de la estructura, sin considerar la excitación, por lo que presenta la forma de una respuesta en vibración libre para cada masa.

Estas señales son usadas para identificar daño.

La detección de daño se lleva a cabo en tres partes: La primera, que corresponde a la extracción de parámetros modales de las respuestas medidas, la segunda que consiste en la identificación de las propiedades mecánicas del sistema y por último la detección de daño.

Para la extracción de parámetros modales, se aplica el método de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (DDF) (Brinker, et al., 2000), el cual se describe en el Capítulo II de esta tesis.

Para identificar la matriz de rigidez con daño se emplea el método propuesto por Baruch y Bar Itzhack (1978), (Capítulo II).

Por último, en la detección de daño se usa el Método de Rigideces Base (MRB) (Rodríguez et al., 2010). La formulación del método se describe en el Capítulo II.

I.9 CONTENIDO

El primer capítulo presenta el estado del arte sobre las técnicas para detección de daño, y la problemática actual del tema. Muestra también un panorama general del estudio de los efectos de interacción suelo-estructura. Se enlistan los antecedentes en el estudio de ambos temas en forma acoplada, además se presenta el objetivo, justificación y alcances de este trabajo.

En el capítulo II se describe la teoría de la detección de daño, estudiando detalladamente el método de rigideces base. De igual forma se plantea el procesamiento de señales y la identificación de sistema y la influencia que éstos tiene sobre los resultados de daño. Se presenta también un ejemplo de aplicación.

El tercer capítulo contiene la formulación del método de superposición (Subestructuras) para la obtención de la respuesta estructural de un sistema con base flexible.

En el capítulo IV se plantea la metodología para incorporar los efectos ISE al problema de detección de daño, usando el método de rigideces base. Mediante el uso de funciones de transferencia se obtienen mediciones con contenido frecuencial propio de la estructura, eliminando la influencia del suelo, se presentan ejemplos simulados.

En el capítulo V se presentan ejemplos numéricos de validación para la metodología propuesta y se presentan los resultados obtenidos. Se analizan los alcances y limitaciones del método propuesto, se presentan ventajas y desventajas, así como los temas en que se debe continuar con el estudio.

Las conclusiones y recomendaciones se presentan al final, junto con las propuestas de trabajo a futuro.

Por último se enlistan las referencias bibliográficas.

Capítulo II

DETECCIÓN DE DAÑO

II.1 INTRODUCCIÓN

Debido a que los datos de entrada, tanto para la identificación de las propiedades mecánicas del sistema como para la detección de daño, son la frecuencia y modos de vibrar de la estructura con daño, es de vital importancia que su determinación sea lo más precisa posible. Actualmente existen numerosos métodos para la extracción de parámetros modales, siendo el Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (DDF) (Brincker et al., 2000) el algoritmo a usar en el presente trabajo, esto debido al gran uso que se le ha dado y a la fiabilidad que ha demostrado en la identificación de parámetros modales en trabajos anteriores (Rodríguez et al., 2009, García et al., 2010, García et al., 2011, etc.).

Para obtener la matriz de rigidez condensada de la estructura dañada se utiliza en este trabajo el método propuesto por Baruch y Bar-Itzhack (1978).

Para la evaluación de daño se utiliza el Método de Rigideces Base (MRB, Rodríguez, 2007). Debido a que este método puede localizar y cuantificar el daño en estructuras en las que se desconoce la información dinámica del estado de referencia (sin daño) del sistema, caso predominante en la República Mexicana, utilizando sólo la rigidez lateral aproximada del primer entrepiso y algunos registros de aceleraciones de la estructura dañada y el suelo circundante a la cimentación.

A continuación se presentan los métodos mencionados.

II.2 MÉTODO DE DESCOMPOSICIÓN EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA

De acuerdo con Brincker et al., (2000), la relación entre la excitación desconocida $x(t)$ y la respuesta medida $y(t)$ puede ser expresada de la siguiente forma:

$$[G_{yy}(f)] = [H(f)][G_{xx}(f)][H(f)]^T \quad (2.1)$$

donde $[G_{xx}(f)]$ es la matriz espectral de potencia de la excitación de orden $r \times r$; r es el número de registros de excitación; $[G_{yy}(f)]$ es la matriz espectral de potencia de la respuesta de orden $q \times q$; q es el número de puntos en el registro de respuesta. $[H(f)]$ es la matriz de la función de respuesta en la frecuencia de orden $q \times r$. El guión superior indica complejo conjugado y T es la transpuesta. Cabe mencionar que $[H(f)]$ 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:

$$H(\delta) = \int_0^{\infty} h(\tau) e^{-p\tau} d\tau \quad (2.2)$$

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:

$$y(t) = \int_{-\infty}^{\infty} h(\tau) x(t-\tau) d\tau \quad (2.3)$$

La ec. (2.3) es conocida como la integral de convolución. La matriz de la función de respuesta de frecuencia, $[H(f)]$ se puede escribir como:

$$[H(f)] = \sum_{k=1}^n \left[\frac{R_k}{f - \lambda_k} + \frac{\overline{R_k}}{f - \overline{\lambda_k}} \right] \quad (2.4)$$

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. Cada valor singular tiene un k -ésimo modo de vibración $\{\phi_k\}$ asociado. R_k es el k -ésimo residuo, que se define como:

$$R_k = \{\phi_k\} \{\zeta_k\}^T \quad (2.5)$$

donde $\{\zeta_k\}$ es el k -ésimo vector de participación modal. Sustituyendo la ec. (2.5) en la ec. (2.4) se tiene

$$[H(f)] = \sum_{k=1}^n \left[\frac{\{\phi_k\} \{\zeta_k\}^T}{f - \lambda_k} + \frac{\overline{\{\phi_k\} \{\zeta_k\}^T}}{f - \overline{\lambda_k}} \right] \quad (2.6)$$

Según Brincker et al., (2000) la derivación del método continúa bajo la suposición de que la excitación es ruido blanco y por consiguiente su matriz espectral de potencia es constante con respecto a la frecuencia, por ejemplo $[G_{xx}(f)] = [C]$. Siempre y cuando la excitación se represente efectivamente por un ruido blanco el método proveerá óptimos resultados (MacMillan et al., 2004).

A partir de la ec. (2.6), la ec. (2.1) se puede escribir como:

$$[G_{yy}(f)] = \sum_{k=1}^n \left[\frac{\{\phi_k\} \{\zeta_k\}^T}{f - \lambda_k} + \frac{\overline{\{\phi_k\} \{\zeta_k\}^T}}{f - \overline{\lambda_k}} \right] C \left[\sum_{k=1}^n \left[\frac{\{\phi_k\} \{\zeta_k\}^T}{f - \lambda_k} + \frac{\overline{\{\phi_k\} \{\zeta_k\}^T}}{f - \overline{\lambda_k}} \right] \right]^T \quad (2.7)$$

Multiplicando los dos factores de fracciones parciales de la ec. (2.7) y haciendo uso del teorema de Heaviside para fracciones parciales, el espectro de potencia de respuesta se reduce como:

$$[G_{yy}(f)] = \sum_{k=1}^n \left[\frac{[A_k]}{f - \lambda_k} + \frac{[\bar{A}_k]}{f - \bar{\lambda}_k} + \frac{[B_k]}{-f - \lambda_k} + \frac{[\bar{B}_k]}{-f - \bar{\lambda}_k} \right] \quad (2.8)$$

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

$$[A_k] = R_k C \left[\sum_{s=1}^n \left[\frac{\bar{R}_s^T}{-\lambda_k - \bar{\lambda}_s} + \frac{R_s^T}{-\lambda_k - \lambda_s} \right] \right] \quad (2.9)$$

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

$$[A_k] = \frac{R_k C \bar{R}_k^T}{2\alpha_k} \quad (2.10)$$

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

$$\alpha_k = f_k - \lambda_k \quad (2.11)$$

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:

$$[A_k] \propto R_k C \bar{R}_k^T = \{\varphi_k\} \{\zeta_k\}^T C \{\zeta_k\} \{\varphi_k\}^T = d_k \{\varphi_k\} \{\varphi_k\}^T \quad (2.12)$$

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:

$$[G_{yy}(f)] = \sum_{k \in dom(f)} \left[\frac{d_k \{\varphi_k\} \{\varphi_k\}^T}{f - \lambda_k} + \frac{d_k \{\bar{\varphi}_k\} \{\bar{\varphi}_k\}^T}{f - \bar{\lambda}_k} \right] \quad (2.13)$$

donde $\in$ indica pertenencia. La ec. (2.13) representa la descomposición modal de la matriz espectral de potencia de respuesta y proporciona resultados similares a los que se obtendrían con la ec. (2.1) si la excitación fuera ruido blanco.

El primer paso al emplear el método de DDF es 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. $\left[\hat{G}_{yy}(f) \right]$ se puede estimar como:

$$\left[\hat{G}_{yy}(f) \right] = \left[\bar{Y}(f) \right]^T \left[Y(f) \right] \quad (2.14)$$

donde $[Y(f)]$ es la respuesta transformada en el dominio de la frecuencia para cada valor de frecuencia f . Posteriormente, la matriz espectral de potencia de la ec. (2.14) se descompone como:

$$\left[\hat{G}_{yy}(f) \right] = \left[U_p \right] \left[S_p \right] \left[U_p \right]^T \quad (2.15)$$

La ec. (2.15) efectúa una descomposición por valores singulares (DVS), que opera de forma similar que la ec. (2.13), donde $\left[U_p \right] = \left[\{u_{p1}\}, \{u_{p2}\}, \dots, \{u_{pn}\} \right]$ 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 estos valores singulares se grafican con respecto a la frecuencia f y se observarán los valores máximos correspondientes a las frecuencias de vibración del sistema.

Las formas modales del sistema $\{u_{pk}\}$ correspondientes a cada frecuencia de vibración identificada serán obtenidas mediante la DVS.

II.3 MATRIZ DE RIGIDEZ CON DAÑO

De acuerdo con Baruch y Bar Itzhack (1978), el modo de vibración óptimo $[q]$ se puede obtener mediante:

$$[q] = [\Phi] \left[[\Phi]^T [M] [\Phi] \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (2.16)$$

donde $[\Phi]$ es la matriz modal de la estructura y $[M]$ la matriz de masas del sistema. A partir de esta expresión, la matriz condensada de la estructura con daño $[\bar{K}d]$ puede ser calculada como a continuación se indica:

$$[\bar{K}d] = \left[\begin{array}{c} [\bar{K}] - [M][Z] \end{array} \right] [H] + [M][q][\Omega]^2 [q]^T [M] \quad (2.17)$$

en donde $[H] = [I] - [Y]$; $[Y] = [q][q]^T [M]$; $[Z] = [q][q]^T [\bar{K}]$

$[\Omega]^2$ es una matriz diagonal que contiene los Eigen valores del sistema.

II.4 MÉTODO DE RIGIDECES BASE

Con el objetivo de identificar daño en edificios en los que no se cuenta con sus parámetros modales base (estado sin daño), se usa el método de Rigideces Base (MRB) (Rodríguez, 2007). Éste método utiliza cocientes de rigidez y masa con los que se determina un estado de referencia (sin daño) de la estructura a partir de modos y frecuencias de vibración de la estructura dañada y la rigidez del primer entrepiso del edificio sin daño. Este estado se compara con el de la estructura dañada y se localiza el daño.

Así, para un modelo de un marco plano dañado, con s número de pisos e i modos de vibración, a través de un procedimiento de procesamiento de señales se pueden conocer sus frecuencias naturales de vibración ω y sus correspondientes formas modales $[\phi]$. Las matrices de rigidez lateral $[\bar{K}]$ y de masas $[\bar{M}]$ son desconocidas y de orden $s \times s$.

Por otro lado, es posible calcular un vector $\{u\}$ de cocientes $\frac{k_i}{m_i}$ (Barroso y Rodríguez, 2004) de orden $(2s-1) \times 1$ de la forma:

$$\{u\} = \left\{ \left(\frac{k_1}{m_1} \right) \left(\frac{k_2}{m_1} \right) \left(\frac{k_2}{m_2} \right) \dots \left(\frac{k_i}{m_i} \right) \left(\frac{k_{i+1}}{m_i} \right) \dots \left(\frac{k_s}{m_s} \right) \right\}^T \quad (2.18)$$

El vector de cocientes $\{u\}$ se puede calcular a partir de la información modal de la estructura con daño y la rigidez lateral sin daño del primer entrepiso k_1 de la estructura suponiendo que tiene un comportamiento de viga de cortante. Se sabe que esto es válido para un número limitado de casos reales, sin embargo, esto se propone únicamente como suposición inicial y que más adelante se modificará involucrando el efecto de flexión para abarcar la mayoría de los casos reales. k_1 se puede calcular como:

$$k_1 = \sum \frac{12EmI_1}{h_1^3} \quad (2.19)$$

donde Em , I_1 y h_1 son el módulo de elasticidad, momento de inercia de las columnas del primer entrepiso y la altura del mismo, respectivamente.

Por sustitución hacia atrás, se calculan los valores de los k_i y m_i restantes de la estructura. Estos parámetros corresponden al estado base o sin daño de la estructura. De esta forma sólo se puede localizar el entrepiso dañado, no es posible obtener la magnitud de la degradación de su rigidez.

Para resolver esta limitante, se calcula la rigidez del primer entrepiso, k_1 , de la estructura sin daño (estado base), con la ec. (2.19), y al hacer la sustitución hacia atrás en la ec. (2.18), se obtienen los parámetros p_i y la rigidez lateral de cada entrepiso, k_i . Esto es:

$$p_1 = k_1$$

$$\begin{aligned}
 p_{i-j} &= \frac{p_{i-(j+1)} \{u\}_{(j+4)}}{\{u\}_{(j+5)}} \\
 &\vdots \\
 p_{i-1} &= \frac{p_{i-2} \{u\}_4}{\{u\}_5} \\
 &\vdots \\
 k_i &= \frac{p_{i-1} \{u\}_2}{\{u\}_3}
 \end{aligned} \tag{2.20}$$

Para $j = 2, 3, \dots, (i-2)$

Con estos valores de rigidez se ensambla la matriz de rigidez lateral de la estructura de cortante sin daño, $[\bar{K}_t]$. La matriz de masas del sistema $[\bar{M}]$ se puede calcular también con la ec. (2.20) utilizando la masa del primer piso del edificio, m_1 en lugar de k_1 . Se calculan los parámetros p_i resultando en las masas de cada piso, m_i , en lugar de k_i .

Para edificios cuyo comportamiento no es de cortante (la mayoría de los casos reales), la matriz de masas calculada difiere de $[\bar{M}]$ y se le denomina $[\bar{M}_a]$ por ser una matriz de masas aproximada del sistema. Lo anterior se debe a la suposición inicial de que el edificio tiene un comportamiento de cortante. Debido a esta discrepancia es necesario incorporar los efectos de flexión por medio del cálculo de $p_1 = k_1 / c$, donde c es un coeficiente que ajusta el comportamiento de cortante a uno de flexión. Este coeficiente se puede calcular aplicando la Descomposición por Valores Característicos, DVC, (Ben-Israel y Greville, 1974) al producto matricial $[\bar{M}][\bar{M}_a]^{-1}$. El promedio de los valores característicos calculados es un escalar que representa la relación de masas de la estructura con comportamiento de cortante y de flexión.

Para poder detectar daño en cada elemento estructural, es necesario conocer las matrices de rigidez de estos en su estado base $[k_i]$. Para esto, se construye un modelo del edificio con módulo de elasticidad unitario. Así, se obtienen matrices aproximadas de rigidez de cada elemento $[ka_i]$ que sólo difieren de $[k_i]$ por las propiedades del material. La matriz de rigidez global aproximada $[Ka]$ de la estructura, de gl grados de libertad, es la suma de $[ka_i]$. De acuerdo con Escobar et al., (2005), $[Ka]$ se puede condensar para obtener $[\bar{K}_a]$, de orden $s \times s$, con la matriz de transformación $[T]$, de orden $gl \times s$, como:

$$[\bar{K}_a] = [T]^T [Ka] [T] \tag{2.21}$$

donde:

$$[T] = \begin{bmatrix} [I] \\ -[Ka_{22}]^{-1} [Ka_{21}] \end{bmatrix}$$

para:

$$[Ka] = \begin{bmatrix} [Ka_{11}] & [Ka_{12}] \\ [Ka_{21}] & [Ka_{22}] \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

donde $[I]$ es la matriz identidad de orden $s \times s$. $[Ka]$ se presenta en forma particionada por submatrices cuyo orden está en función de los grados de libertad a condensar.

Para una estructura de cortante, la matriz de rigidez lateral $[\bar{K}_t]$ y la matriz $[\bar{K}_a]$, sólo difieren por las propiedades del material, específicamente el módulo de elasticidad que se puede representar por una matriz $[B]$, así:

$$[\bar{K}_t] = [B][\bar{K}_a] \quad (2.23)$$

despejando $[B]$ de la ec. (2.23), se tiene:

$$[B] = [\bar{K}_t][\bar{K}_a]^{-1} \quad (2.24)$$

finalmente, las matrices de rigidez de cada elemento estructural en su estado base se calculan como:

$$[k_i] = B[k_a] \quad (2.25)$$

donde B es un escalar que ajusta las propiedades mecánicas de la estructura a partir del modelo propuesto y se calcula como el promedio de los valores característicos de $[B]$ utilizando la DVC. La matriz de rigidez $[K]$ que representa el estado de referencia, o sin daño de la estructura, se calcula como:

$$[K] = \sum_{i=1}^{ne} [k_i] \quad (2.26)$$

donde ne es el número de elementos de la estructura.

De acuerdo con Escobar et al., (2001, 2005) la matriz de rigidez $[K_d]$ de la estructura dañada, en el sistema global, de orden $gl \times gl$, se puede calcular a partir de la diferencia entre la matriz de rigidez de la estructura sin daño $[K]$ y la contribución de las matrices de rigidez $[k_i]$ sin daño del i -ésimo elemento a la matriz $[K]$ afectadas por un indicador escalar de daño x_i para cada elemento de la estructura, esto es:

$$[K_d] = [K] - \sum_{i=1}^{ne} x_i [k_i] \quad (2.27)$$

donde x_i varía de 0 a 1 (pérdida nula a total de rigidez, respectivamente). La matriz $[K]$ se calcula como:

$$[K] = \sum_{i=1}^{ne} [k_i] \quad (2.28)$$

la ec. (2.27) se puede expresar como:

$$[\bar{K}] - [\bar{K}d] = x_1 [\bar{k}_1] + x_2 [\bar{k}_2] + \dots + x_i [\bar{k}_i] + \dots + x_{ne} [\bar{k}_{ne}] \quad (2.29)$$

donde $[\bar{K}d]$ y $[\bar{K}]$ son las matrices de rigidez condensada de la estructura con y sin daño respectivamente; $[\bar{k}_i]$ son las matrices de rigidez condensada de cada elemento estructural. La matriz $[\bar{K}d]$ puede ser ajustada con el método de Baruch y Bar-Itzhack (1978) a partir de los parámetros modales identificados de la estructura con daño. Las matrices $[\bar{K}]$ y $[\bar{k}_i]$ se calculan condensando el estado base identificado, $[K]$, $[k_i]$ (Escobar et al., 2001, 2005).

representando cada x_i de la ec. (2.29) en forma matricial, se tiene:

$$[\bar{K}] - [\bar{K}d] = \begin{bmatrix} x_1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & x_1 \end{bmatrix} [\bar{k}_1] + \begin{bmatrix} x_2 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & x_2 \end{bmatrix} [\bar{k}_2] + \dots + \begin{bmatrix} x_i & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & x_i \end{bmatrix} [\bar{k}_i] + \begin{bmatrix} x_{ne} & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & x_{ne} \end{bmatrix} [\bar{k}_{ne}] \quad (2.30)$$

El segundo miembro de la ec. (2.30) se puede reconstruir en forma de producto matricial como:

$$[\bar{K}] - [\bar{K}d] = [x][\bar{K}s] \quad (2.31)$$

en donde la matriz $[x]$ contiene submatrices cuadradas diagonales correspondientes a cada indicador de daño x_i y es de orden $gl \times (gl \times ne)$. Similarmente, $[\bar{K}s]$ contiene submatrices correspondientes a cada $[\bar{k}_i]$ y su orden es $(gl \times ne) \times gl$. Explícitamente, las dos matrices anteriores son de la forma:

$$[x] = \begin{bmatrix} x_1 & & 0 & & x_2 & & 0 & & x_i & & 0 & & x_{ne} & & 0 \\ & \ddots & & & & \ddots & & & & \ddots & & & & \ddots \\ 0 & & x_1 & & 0 & & x_2 & & 0 & & x_i & & 0 & & x_{ne} \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

$$[\bar{K}s] = \begin{bmatrix} [\bar{k}_1] & [\bar{k}_2] & \dots & [\bar{k}_i] & \dots & [\bar{k}_{ne}] \end{bmatrix}^T \quad (2.33)$$

Al resolver el sistema de ecuaciones planteado en la ec. (2.31), por medio de la pseudo inversa de $[\bar{K}s]$, se obtiene la matriz $[x]$ que contiene ne submatrices cuadradas $[x_{s_i}]$ con información de los indicadores de daño llamadas submatrices de daño. Explícitamente la matriz $[x]$ tiene la forma:

$$[x] = \begin{bmatrix} [x_{s_1}] & [x_{s_2}] & \dots & [x_{s_i}] & \dots & [x_{s_{ne}}] \end{bmatrix} \quad (2.34)$$

Como se estableció, se necesita calcular un indicador de daño escalar, no matricial. Una forma de caracterizar una matriz cuadrada en una diagonal que contenga valores escalares es utilizando la DVC (Ben-Israel y Greville, 1974). Aplicando esta descomposición a cada matriz $[x_{s_i}]$ se tiene:

$$[[x_{s_i}] - \lambda[I]] [\phi] = [0] \quad (2.35)$$

en donde λ y $\{\phi\}$ son el valor y vector característico, respectivamente, de la matriz $[x_{s_i}]$. Cuando se resuelve la ec. (2.35) se obtiene una matriz de vectores característicos $[\Phi_i]$ que contiene vectores $\{\phi\}$. Así mismo, sus correspondientes λ almacenados en una matriz cuadrada diagonal $[\Lambda_i]$. Esta matriz, correspondiente al i -ésimo elemento, contiene indicadores de daño en su diagonal; sin embargo, se requiere un indicador de daño único y escalar. El mayor valor característico de la matriz $[\Lambda_i]$ contiene información que caracteriza a la matriz $[x_{s_i}]$, y debido a que esta última matriz contiene información de daño, su mayor valor característico en valor absoluto será el indicador de daño buscado, denominado x_i^* .

Para conocer los indicadores de daño identificados x_i^* , iterativamente, se suman a los anteriores para obtener un valor actualizado x_i . Al sustituir estos nuevos valores en la ec. (2.27) se calcula una nueva aproximación $[Kd]_{aprox}$ de la matriz de rigidez con daño. Se condensa utilizando la matriz de transformación (Escobar et al., (2005) para obtener $[\bar{K}d]_{aprox}$. La norma de la diferencia entre $[\bar{K}d]$ y $[Kd]_{aprox}$ se minimiza iterativamente hasta que sea menor que un valor establecido como tolerancia. En términos matemáticos, el método converge al minimizarse la ec. (2.29) para valores finales x_i (Linnik, 1961). El método es iterativo porque al resolver la ec. (2.31) para $[x]$ la solución no es única debido a la naturaleza del sistema de ecuaciones. Por esto es necesario minimizar la discrepancia de valores entre la matriz condensada del sistema con daño calculada con la ajustada de las mediciones.

Por otro lado, cuando una estructura está sometida a diversos tipos de carga, el daño estructural puede no ocurrir homogéneamente sino en zonas específicas. Para detectar este tipo de daño, cada elemento puede ser discretizado en n subelementos.

II.5 EJEMPLO DE APLICACIÓN

II.5.1 Detección de daño en un edificio a escala de 5 niveles ensayado en mesa vibratoria bidireccional

Con el fin de evaluar el MRB se ensayó el modelo a escala de un edificio de cinco niveles en mesa vibratoria bidireccional, utilizando el Método de Rigideces Base se identificó la localización y magnitud del daño. Como se mencionó, el MRB puede identificar daño en estructuras en las que se desconoce la información dinámica de su estado de referencia (sin daño), utilizando sólo la rigidez lateral aproximada del primer entrepiso y algunos registros de aceleraciones de la estructura dañada. Se simuló un estado de daño controlado modificando la rigidez de algunos elementos estructurales.

II.5.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El modelo fue construido usando perfiles cuadrados de 6.35 mm (1/4") como columnas, siendo tres de ellas de aluminio y una de latón. Todas las vigas fueron elaboradas con perfiles cuadrados de aluminio de 12.7 mm (1/2"). Los valores del módulo de elasticidad E para el aluminio y el latón son 710,100.3 kg/cm² y 968,730.4 kg/cm² respectivamente. Las Figuras 2.1 y 2.2 muestran la configuración de la estructura y la posición de los sensores de medición. Los acelerómetros 1 y 7 se localizan en la base de la mesa.

En cada piso se instalaron pesos adicionales en la intersección de dos elementos viga ubicados, como se indica en la Tabla 2.1, lo anterior con el propósito de evaluar la eficiencia del método propuesto para detectar daño en estructuras con efectos de torsión.

El edificio fue excitado con el registro sísmico SCT del 15 de septiembre de 1985 en la dirección N00E. En los primeros ensayos se observó que la excitación no provocaba desplazamientos significativos en la estructura. Con el fin de amplificar la respuesta estructural, el acelerograma fue reducido cinco veces en el eje del tiempo, de esta forma el periodo resonante en el espectro de respuesta se vio disminuido, acercándose al periodo fundamental de vibración del edificio y con ello la respuesta estructural aumentó.

El caso de daño estudiado consistió en tres columnas dañadas (aluminio), con un porcentaje de degradación de rigidez del 26.7%, debido a que el módulo de elasticidad del aluminio es menor que el del latón en esta proporción.

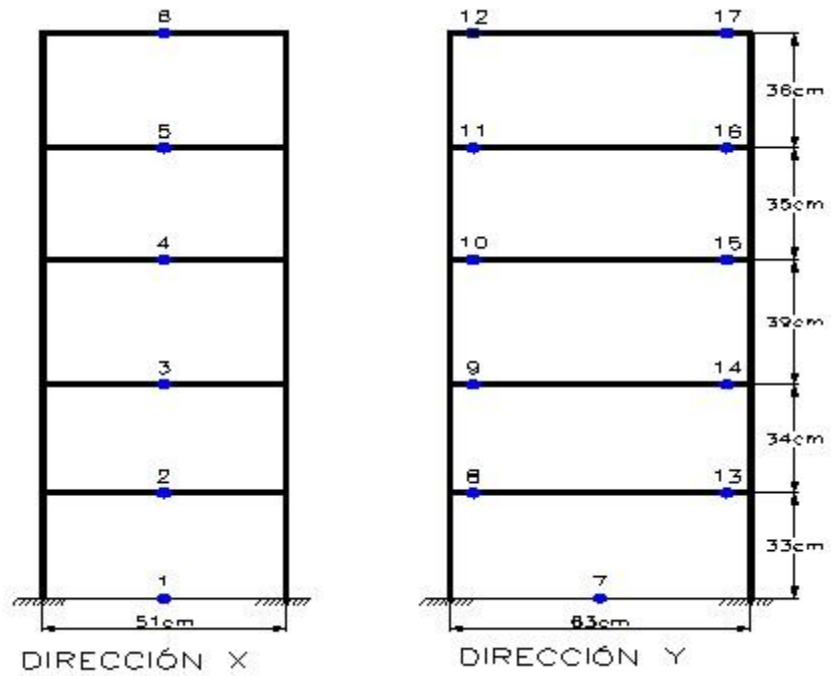


Figura 2.1 Edificio a escala de cinco niveles. Vistas laterales

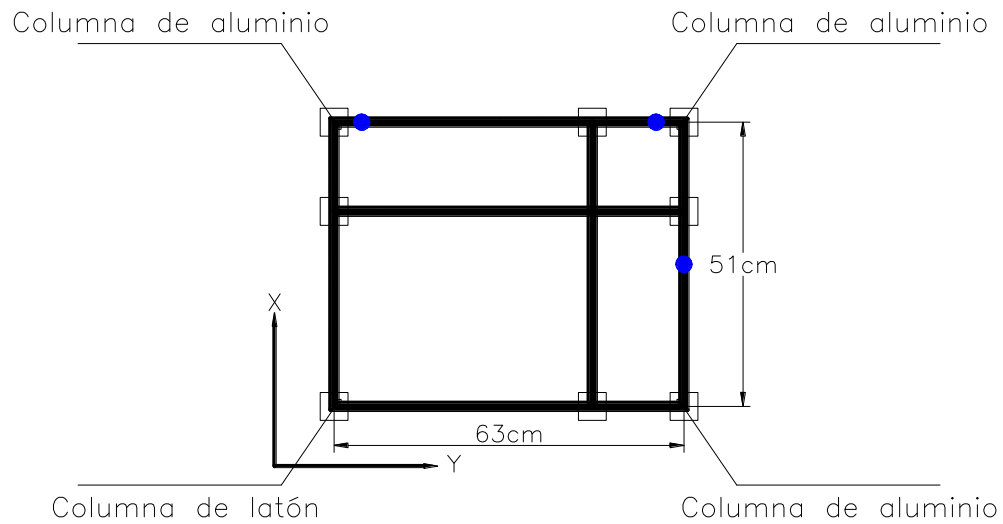


Figura 2.2 Edificio a escala de cinco niveles. Planta típica.

Tabla 2.1 Magnitud y ubicación de pesos.

Nivel	Peso (Kg)	Coordenadas X,Y (cm)
1	7.67	35, 46.5
2	7.70	17.5, 39
3	7.65	33, 45
4	7.69	24.5, 23.5
5	7.74	17.5, 45

Se aplicó el DDF a los registros de aceleración obtenidos de la estructura y se identificaron las primeras cinco frecuencias naturales y sus respectivas formas modales, para las direcciones X y Y. Las frecuencias se muestran en la Tabla 2.2, mientras que las formas modales identificadas se presentan en las Figuras 2.3 y 2.4.

Tabla 2.2 Frecuencias de vibración.

Modo	Dirección X		Dirección Y	
	Frec. (Hz)	Periodo (seg)	Frec. (Hz)	Periodo (seg)
1	1.50	0.67	1.50	0.67
2	3.35	0.30	4.40	0.23
3	7.20	0.14	5.45	0.18
4	7.95	0.13	9.70	0.10
5	9.55	0.10	12.85	0.08

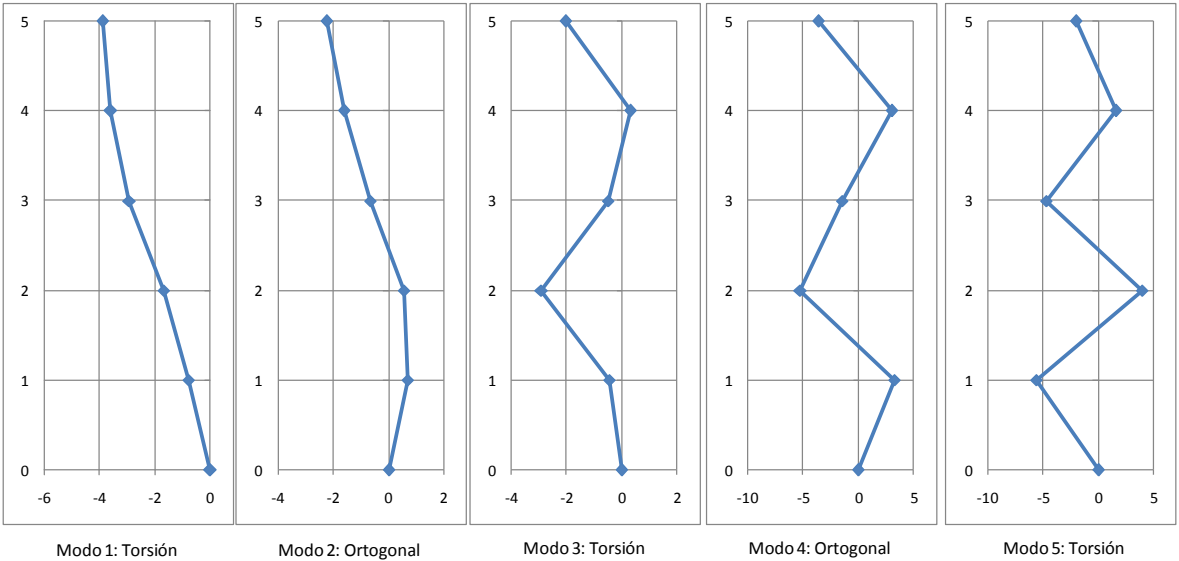


Figura 2.3 Formas modales identificadas con el DDF. Dirección X.

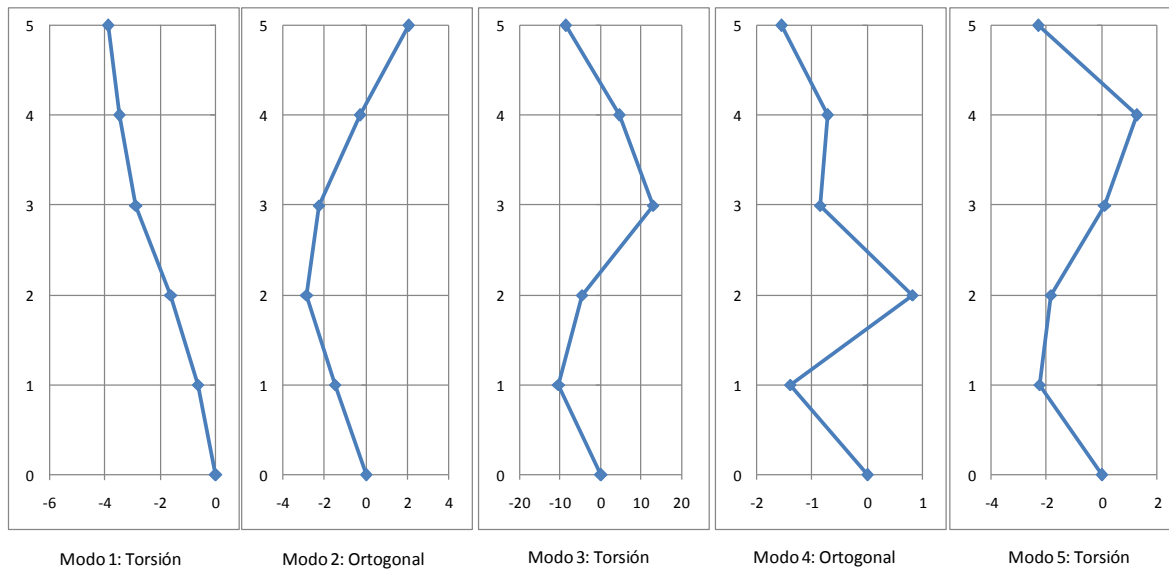


Figura 2.4 Formas modales identificadas con el DDF. Dirección Y.

Con base en una comparación de signos de las formas modales en ambas direcciones se determinó que los modos 1, 3 y 5 son de torsión y los modos 2 y 4 ortogonales. Se entiende que el modo fundamental fuera de torsión debido a los pesos excéntricos.

Posteriormente se aplicó el MRB para cada dirección ortogonal. Para el estudio de la dirección X se utilizaron los modos 1 y 4 y se obtuvieron los índices de daño (porcentaje de degradación de rigidez) para cada elemento estructural. De forma similar, para la dirección Y se utilizaron los modos 3 y 4. Los resultados de localización y magnitud (en negro) se muestran en la Figura 2.5, así como los errores relativos (en rojo), con respecto al valor teórico de 26.7% de degradación de rigidez. En ambos casos los resultados mostrados se obtuvieron en la primera iteración utilizando el MRB.

En la figura 2.5 se puede observar que se identificaron ocho de diez elementos dañados, lo cual representa un 80% de eficiencia del MRB para localizar daño. En la dirección Y se determinó sólo una indicación de daño falsa (círculo) con un índice de daño del 6%. Para la dirección X se pueden observar cuatro elementos viga identificados erróneamente como dañados, para los cuales, en todos los casos el porcentaje de daño es menor que 5%.

Con respecto a la magnitud del daño, se puede observar que para dos elementos el error relativo es de 4.8%, lo cual es ingenierilmente aceptable. De los 14 elementos restantes identificados con daño, ocho de ellos tienen un indicador de daño superior al teórico, lo cual, si bien es erróneo, nos hace estar del lado de la seguridad.

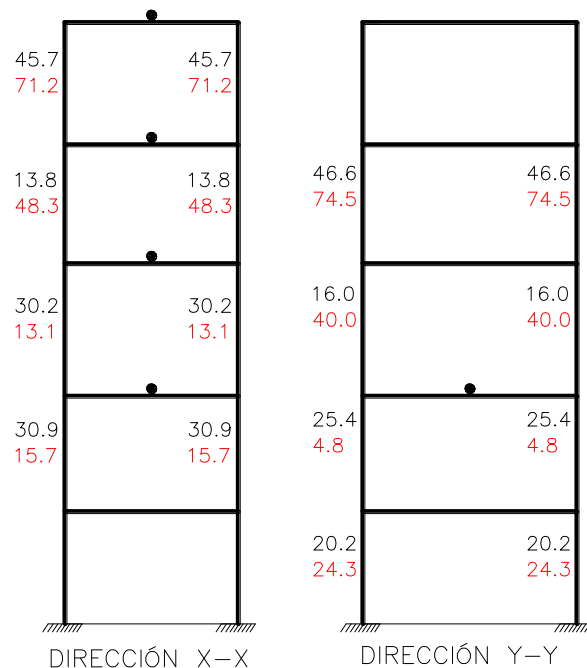


Figura 2.5 Localización y magnitud de daño utilizando el MRB.

Los últimos seis elementos detectados como degradados muestran un porcentaje menor al teórico. Para estos elementos el MRB no fue capaz de determinar adecuadamente la pérdida de rigidez. Existen algunos factores que pudieron provocar los altos porcentajes de error. Los instrumentos de medición están limitados a registrar aceleración en una sola dirección ortogonal, lo cual para el caso de estructuras con comportamiento de torsión resulta insuficiente, pues los desplazamientos angulares tienen gran importancia. El método aplicado fue derivado para sistemas estructurales en el plano y al ser extrapolado al espacio tridimensional arroja, como es de esperar, errores. Cabe hacer mención que esta es la primera vez que el método se aplica a un edificio con comportamiento de torsión. Los autores se encuentran actualmente trabajando para hacer las adecuaciones necesarias al método, a fin de reducir los errores provocados tanto por la configuración tridimensional, como por los efectos de torsión.

II.5.2 Efectos de la información modal limitada en la detección de daño para el edificio a escala de cinco niveles

El caso de daño estudiado consistió al igual que en el ejemplo anterior en tres columnas del edificio dañadas (aluminio), con un porcentaje de degradación de rigidez del 26.7%, debido a que el módulo de elasticidad del aluminio es menor que el del latón en este porcentaje. Para el sentido X equivale a tener dañadas las 10 columnas presentes en este plano, las cuales se identifican como los elementos 1 a 10.

Se formularon 4 casos de estudio, identificados como 5S, 4S, 3S y 2S. El caso 5S consistió en utilizar 5 sensores en los niveles 1-5 (sensores 2-6, Figura 2.1); el

caso 4S consideró 4 sensores en los niveles 1-3 y 5; por su parte el caso 3S estudió 3 sensores en los niveles 1, 3 y 5; por último el caso 2S utilizó 2 sensores en los niveles 1 y 5. Los resultados son comparados con los presentados por García et al. (2010), en donde se determinó daño usando los registros de aceleración de los sensores 1-6 (Figura 3,1).

Se aplicó el DDF a los registros de aceleración obtenidos de la estructura para cada caso de estudio y se identificaron las primeras cinco frecuencias naturales para la dirección X. Éstas se muestran en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Frecuencias encontradas con el DDF (Hz).

Modo	5S	4S	3S	2S
1	1.5	1.5	1.5	1.5
2	2.5	2.5	2.5	2.5
3	5.8	5.8	5.8	5.8
4	7.95	7.95	7.95	7.95
5	9.55	12.85	9.55	12.85

Para la construcción de las formas modales se utilizó interpolación lineal en los casos requeridos.

El MRB fue aplicado a cada uno de los casos de estudio, determinando la localización y magnitud del daño. En la Figura 2.6 se muestran los resultados obtenidos. Para el caso 5S se usaron los modos 1 y 4, para el 4S y 3S los modos 1 y 3 y para el caso 2S los modos 1y2.

Nótese que para el caso 5S y 4S el MRB identificó 8 de los 10 elementos dañados, lo que representa un 80% de eficiencia en lo que a localización de daño se refiere. Para el caso 2S, con sólo dos sensores de medición se identificaron 2 de los 10 elementos simulados, mientras que en el caso 3S el método no fue capaz de identificar ninguno de los elementos.

En lo que a elementos falsos se refiere, para los casos 5S y 4S el MRB identificó dos vigas como dañadas, en forma errónea, en el caso 3S sólo se identificó un elemento falso y en el caso 2S no se presentaron erróneos.

En un trabajo anterior (García et al.,2010) se estudió la detección de daño usando 6 sensores y los modos 1 y 4. En ese trabajo los resultados de localización tuvieron en 80% de eficacia, al igual que en los casos 5S y 4S.

Las magnitudes de error son mayores que las comúnmente aceptadas en ingeniería (10%), sin embargo para dos de los casos estudiados (Completo y 5S) se pueden considerar en su mayoría favorables al arrojar resultados que ponen del lado de la seguridad, sobreestimando el daño.

Existen algunos factores que pudieron provocar los altos porcentajes de error. Los instrumentos de medición están limitados a registrar aceleración en una sola dirección ortogonal, lo cual para el caso de estructuras con comportamiento de torsión resulta insuficiente, pues los desplazamientos angulares tienen gran importancia. El método aplicado fue derivado para sistemas estructurales en el plano y al ser extrapolado al espacio tridimensional puede generar errores.

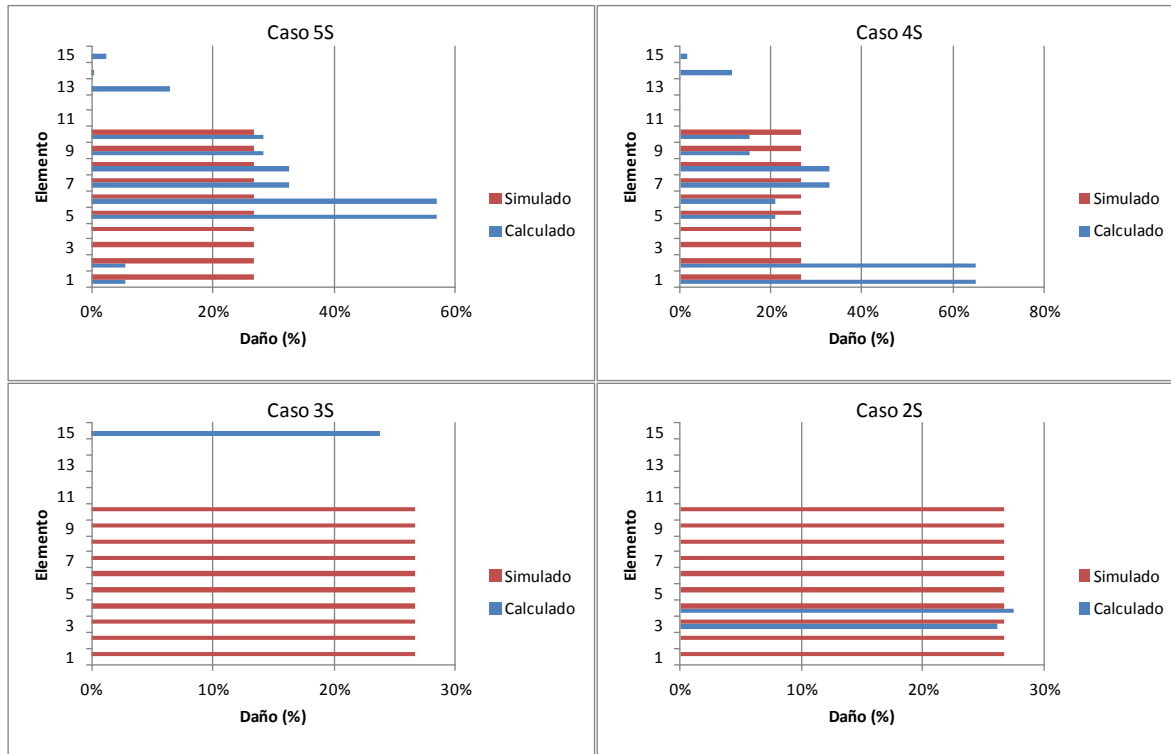


Figura 2.6 Localización y magnitud de daño utilizando el MRB.

Capítulo III

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

III.1 INTRODUCCIÓN

En un sistema estructural, la flexibilidad de la base reduce en gran medida el valor de la frecuencia fundamental de vibración y el modo asociado también cambia (Wolf, 1985). De acuerdo con estudios realizados para propiedades de suelo predominantes en el Valle de México, el cambio en el valor de la frecuencia fundamental puede resultar de hasta 24% (Fernández y Avilés, 2008).

Para visualizar cómo el suelo afecta la respuesta del sistema estructural (ante excitaciones sísmica principalmente) es importante distinguir entre tres efectos.

Primero, la respuesta de campo libre es modificada. Las capas de suelo que se encuentran sobre la roca, modifican las ondas, resultando en ocasiones en la amplificación de éstas, aumentando los desplazamientos horizontales (Wolf, 1985). A este fenómeno se le conoce como efectos de sitio.

Segundo, la presencia de la cimentación modifica el movimiento efectivo en la base, filtrando los componentes de alta frecuencia de la excitación. La cimentación experimenta un desplazamiento horizontal promedio, debido a que la cimentación al ser más rígida no puede deformarse como el suelo, así como una componente de cabeceo. Este movimiento de cuerpo rígido resulta en aceleraciones que varían a lo largo de la altura del edificio (causando fuerzas inerciales), a diferencia de las aceleraciones presentes en el caso de base empotrada (Wolf, 1985). A éste efecto se le conoce como Interacción Cinemática.

Tercero, las fuerzas inerciales aplicadas a la estructura conducirán a un momento de volteo y un cortante transversal en la base. Esto provocará la deformación del suelo, generando una vez más la modificación de los movimientos en el sistema completo (Wolf, 1985). A este fenómeno se le conoce como ISE inercial.

Dependiendo de la posición del periodo de la estructura con respecto al pico en el espectro de respuesta, los efectos de interacción pueden ser favorables o desfavorables; resultando en general benéficos para estructuras con periodo mayor al dominante y perjudiciales en caso contrario (Pérez-Rocha y Avilés, 2007)

III.2 EFECTOS DE SITIO

Los efectos de sitio se reducen a un problema de propagación de ondas, el cual puede ser resuelto mediante modelos numéricos complejos o en forma simple, mediante la teoría unidimensional de propagación de ondas.

En el caso de la Ciudad de México, se ha encontrado aceptable la aproximación obtenida mediante un modelo unidimensional de propagación de ondas de cortante que consta de un solo estrato homogéneo. Figura 3.1.

Haciendo uso del concepto de función de transferencia $H(\omega)$ se determina el movimiento en la superficie después de ser modificado por la presencia del estrato blando. La función de transferencia es el cociente, en el dominio de la frecuencia, entre dos movimientos en puntos distintos de un mismo sistema (f y b), bajo la misma excitación. En este caso, el punto f se encuentra en una zona de roca basal y el punto b en la superficie. De esta forma es posible expresar la respuesta de campo libre mediante la expresión:

$$w_b = H(\omega)w_f \quad (3.1)$$

donde w_b representa el movimiento de entrada en el punto b, w_f el movimiento de salida en el punto f y $H(\omega)$ la función de transferencia definida para un estrato homogéneo por Wolf (1985):

$$H(\omega) = \frac{e^{ik_0 H_s}}{\cos(k_s H_s) + i p \sin(k_s H_s)} \quad (3.2)$$

donde $k_s = \omega / \beta_s$ y $k_0 = \omega / \beta_0$ son los números de onda del suelo y la roca basal que dependen de la frecuencia de excitación ω y las velocidades de onda de corte en el suelo, β_s , y en la roca basal, β_0 , respectivamente, H_s el espesor del estrato de suelo y $p = \frac{\rho_s \beta_s}{\rho_o \beta_o}$ la relación de impedancias entre el suelo y la roca basal.

El amortiguamiento material de tipo histerético se introduce de manera aproximada afectando a las velocidades de propagación del estrato y la roca basal por un factor $\sqrt{1 + i2\zeta_{s,0}}$, donde $\zeta_{s,0}$ es el amortiguamiento del estrato (subíndice s) y de la roca basal (subíndice 0).

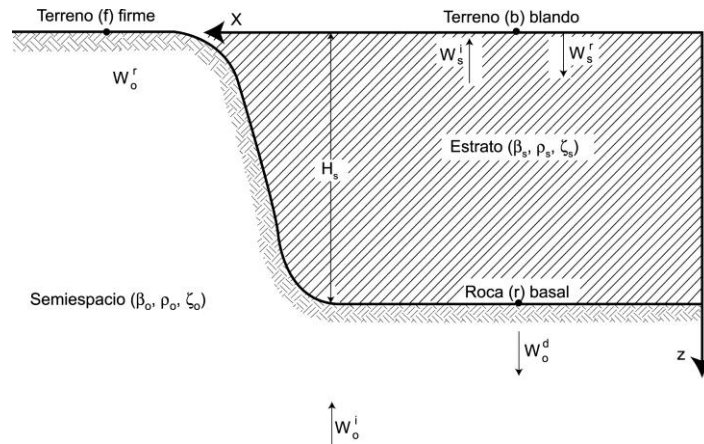


Figura 3.1. Modelo unidimensional de propagación de ondas para representar los efectos de sitio (Avilés, 1991).

Para utilizar el modelo mostrado en la Figura 3.1 se deben establecer propiedades para el estrato equivalente. Las propiedades de los materiales que se requieren para el análisis son: la velocidad de ondas de corte β , la densidad o masa específica ρ , el porcentaje de amortiguamiento crítico ζ y la relación de Poisson ν .

III.3 EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

III.3.1 INTERACCIÓN CINEMÁTICA

La interacción cinemática se refiere a la diferencia entre el movimiento de campo libre y la excitación efectiva de la base, y es especialmente importante para cimentaciones enterradas. Este efecto se origina porque la rigidez de la cimentación le impide ajustarse a las deformaciones del suelo causadas por el movimiento de campo libre, generándose un fenómeno de difracción de ondas que modifica el movimiento del suelo en la proximidad del cimiento. La superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno con las ondas difractadas es la razón principal de este efecto. Depende de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del subsuelo y la naturaleza de la excitación sísmica.

Si el cimiento es suficientemente rígido, la interacción cinemática se manifiesta en una reducción de los movimientos de traslación de la cimentación, fenómeno conocido como filtrado de la excitación sísmica, así como en la generación de cabeceo y torsión de la cimentación (Luco y Wong, 1987), todo ello debido a su efecto promediador. Mientras más grande sea la cimentación, la frecuencia a partir de la cual se presenta el efecto de filtrado será menor, ya que la longitud de onda que es necesaria para mover el cimiento será mayor.

La interacción cinemática consiste en determinar la excitación efectiva de la cimentación provocada por el movimiento sísmico. Tal excitación representa el

movimiento de entrada que resulta de superponer el campo libre con el campo difractado por la cimentación supuesta carente de masa y perfectamente rígida.

Únicamente para cimentaciones apoyadas sobre la superficie del terreno y sujetas a ondas planas que se propagan verticalmente no ocurre la difracción, por lo que la excitación efectiva resulta ser igual al movimiento de campo libre.

Para considerar la interacción cinemática en este trabajo se utiliza una solución aproximada desarrollada por Kausel et al (1978). Usando el método de elementos finitos, estudiaron la respuesta de una cimentación circular enterrada en un estrato elástico con base rígida, ante la incidencia vertical de ondas de cortante. Analizando los resultados encontraron que la traslación de la cimentación es similar a la traslación de campo libre al nivel de la subrasante, excepto que la variación de aquella con la frecuencia es más suave. Asimismo, descubrieron que la rotación de la cimentación guarda semejanza con la pseudorrotación debida al movimiento de campo libre, es decir, la diferencia de desplazamientos entre la superficie libre y la subrasante dividida entre la profundidad de enterramiento.

Considerando que el movimiento de control tiene lugar en la superficie libre, una buena aproximación de las funciones de transferencia para la traslación y rotación efectivas está dada por las siguientes expresiones:

$$Q_h = \begin{cases} \cos\left(\frac{\pi \omega_s}{2 \omega_e}\right); & \text{si } \omega_s \leq 0.7 \omega_e \\ 0.453; & \text{si } \omega_s > 0.7 \omega_e \end{cases} \quad (3.3)$$

$$Q_r = \begin{cases} 0.257 \left(1 - \cos\left(\frac{\pi \omega_s}{2 \omega_e}\right)\right); & \text{si } \omega_s \leq \omega_e \\ 0.257; & \text{si } \omega_s > \omega_e \end{cases} \quad (3.4)$$

donde $\omega_e = \pi \beta_s / 2D$ es la frecuencia fundamental de la región de enterramiento y ω_s es la frecuencia del movimiento de control. Si $D = 0$, se tiene que $\omega_e = \infty$ y por consiguiente $Q_h = 1$ y $Q_r = 0$, lo que significa la ausencia de interacción cinemática.

III.3.2 INTERACCIÓN INERCIAL

El alargamiento del periodo fundamental, la modificación del amortiguamiento y la reducción de la ductilidad, con respecto a los valores que tendría la estructura

supuesta sobre base rígida, son producto de la interacción inercial (Avilés y Pérez-Rocha, 2002).

La interacción inercial se modela por medio de las funciones de impedancia del suelo (rigideces y amortiguamientos del conjunto suelo-cimentación dependientes de la frecuencia) y mediante el análisis del sistema suelo estructura completo con matrices de rigidez, amortiguamiento y masa que contienen todos los elementos del sistema.

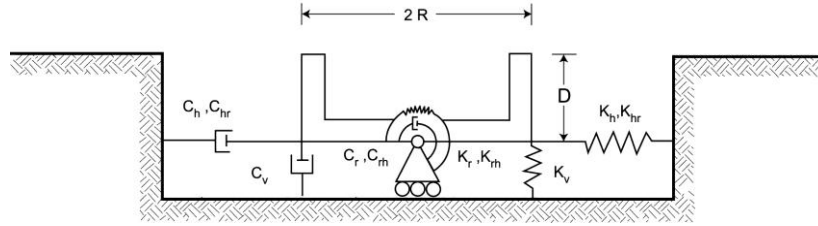


Figura 3.2 Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (Avilés, 1991).

Las funciones de impedancia del suelo o rigideces dinámicas de la cimentación (Figura. 3.2) se definen como la relación en estado estacionario entre la fuerza excitadora y el desplazamiento resultante en la dirección de la fuerza, para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente.

El concepto de rigidez dinámica se puede ilustrar empleando la analogía con un oscilador elemental, cuya ecuación de movimiento es:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = p(t) \quad (3.5)$$

donde M , C y K son respectivamente la masa, el amortiguamiento y la rigidez del oscilador, $p(t)$ es la fuerza excitadora y $x(t)$ el desplazamiento. Para una excitación armónica $p(t) = Pe^{i\omega_s t}$, en estado estacionario se tiene una respuesta $x(t) = Xe^{i\omega_s t}$. De aquí, la ecuación 3.5 se reduce a:

$$(K + i\omega_s C - \omega_s^2 M)X = P \quad (3.6)$$

Por definición, la rigidez dinámica del oscilador es la relación en estado estacionario entre la fuerza excitadora y el desplazamiento resultante, es decir:

$$\tilde{K}(\omega_s) = \frac{P}{X} = (K - \omega_s^2 M) + i\omega_s C \quad (3.7)$$

Esta expresión muestra que la rigidez dinámica del oscilador es una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación. La parte real expresa la

rigidez e inercia del oscilador y la parte imaginaria la energía disipada a través de su amortiguamiento.

Es costumbre expresar a la función de impedancia en términos de la rigidez estática y de los coeficientes de impedancia dependientes de la frecuencia de excitación, de la forma:

$$\tilde{K}(\omega_s) = K(k + i\omega_s c) \quad (3.8)$$

donde $k = 1 - \omega_s^2 / \omega^2$ y $c = 2\zeta_o / \omega$, siendo ω la frecuencia natural y ζ_o el amortiguamiento viscoso del oscilador; este último representa el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico. Los parámetros k y c se conocen como coeficientes de rigidez y amortiguamiento, respectivamente. Para el oscilador, k decrece con la frecuencia y se hace nula para la frecuencia natural, en tanto que c permanece constante. La ecuación 3.8 implica que la rigidez dinámica $\tilde{K}(\omega_s)$ se puede expresar como el producto de la rigidez estática K por un factor dinámico complejo $(k + i\omega_s c)$ que considera las características de inercia y amortiguamiento del oscilador. Para la frecuencia cero, el factor dinámico se reduce a la unidad y por tanto la rigidez dinámica coincide con la estática.

Con base en la analogía con el oscilador elemental, la rigidez dinámica de la cimentación para cualquier modo de vibración se acostumbra expresar mediante una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación, de la forma (Gazetas, 1983)

$$\tilde{K}_m(\eta_m) = K_m^o [k_m(\eta_m) + i\eta_m c_m(\eta_m)](1 + i2\zeta_s) \quad (3.9)$$

donde m indica traslación horizontal ($m=h$), cabeceo ($m=r$) o acoplamiento ($m=hr$). El factor complejo $(1 + i2\zeta_s)$ intenta aislar el efecto del amortiguamiento (material) del suelo ζ_s en los coeficientes de rigidez y amortiguamiento. Por su parte, K_m^o es la rigidez estática mientras que k_m y c_m son respectivamente los coeficientes de rigidez y amortiguamiento (geométrico) del suelo dependientes de la frecuencia normalizada η_m , definida como

$$\eta_m = \frac{\omega_s R_m}{\beta_s} \quad (3.10)$$

donde β_s es la velocidad de ondas de cortante del suelo y R_m el radio de un círculo equivalente a la superficie de desplante de la cimentación, con igual área o igual momento de inercia que dicha superficie, esto es:

$$R_h = R_{hr} = \left(\frac{A}{\pi} \right)^{1/2} \quad (3.11)$$

$$R_r = \left(\frac{4I}{\pi} \right)^{1/4} \quad (3.12)$$

donde A es el área de la superficie neta de cimentación e I el momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis.

Las funciones de impedancia están restringidas a modelos elásticos lineales. No obstante, una forma práctica de tener en cuenta aproximadamente el comportamiento no lineal del suelo consiste en estimar valores equivalentes de sus propiedades mecánicas que sean compatibles con las deformaciones causadas por el movimiento de campo libre. Las no linealidades adicionales debidas a las deformaciones producidas por el movimiento de la estructura pueden despreciarse, ya que para temblores intensos la mayor parte del comportamiento inelástico del suelo se debe a la excitación sísmica y no a la interacción suelo-estructura (Roesset y Scaletti, 1979).

III.3.2.1 Rigideces estáticas

Las rigideces estáticas para los movimientos de traslación horizontal, cabeceo y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato uniforme, se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones (Gazetas, 1991; Sieffert y Cevaer, 1992):

$$K_h^o = \frac{8G_s R_h}{2 - \nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s} \right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h} \right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s} \right) \quad (3.13)$$

$$K_r^o = \frac{8G_s R_r^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s} \right) \left(1 + \frac{2D}{R_r} \right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right) \quad (3.14)$$

$$K_{hr}^o = K_h^o R_h \left(\frac{2D}{5R_h} - 0.03 \right) \quad (3.15)$$

en donde H_s es el espesor del estrato, $G_s = \beta_s^2 \rho_s$ el módulo de rigidez, ρ_s la densidad y ν_s la relación de Poisson, mientras que D es el enterramiento de la cimentación.

III.3.2.2 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento

Los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los movimientos de traslación horizontal, cabeceo y acoplamiento para cimentaciones circulares enterradas en un estrato uniforme pueden aproximarse por medio de las fórmulas que se presentan a continuación (Gazetas, 1991; Sieffert y Cevaer, 1992).

Traslación horizontal:

$$k_h = 1 \quad (3.16)$$

$$c_h = \begin{cases} \frac{0.65 \zeta_s \eta_{hs}}{1 - (1 - 2 \zeta_s) \eta_{hs}^2}; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \leq 1 \\ 0.576; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s > 1 \end{cases} \quad (3.17)$$

Cabeceo:

$$k_r = \begin{cases} 1 - 0.2 \eta_r; & \text{si } \eta_r \leq 2.5 \\ 0.5; & \text{si } \eta_r > 2.5, \nu_s \leq 1/3 \\ 1 - 0.2 \eta_r; & \text{si } \eta_r > 2.5, \nu_s \geq 0.45 \end{cases} \quad (3.18)$$

$$c_r = \begin{cases} \frac{0.5 \zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2 \zeta_s) \eta_{rp}^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1 \\ \frac{0.3 \eta_r^2}{1 + \eta_r^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1 \end{cases} \quad (3.19)$$

Acoplamiento:

$$k_{hr} = k_h \quad (3.20)$$

$$c_{hr} = c_h \quad (3.21)$$

donde η_s y η_p representan las frecuencias fundamentales adimensionales del estrato en vibración lateral y vertical, respectivamente, las cuales están dadas por:

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2 H_s} \quad (3.22)$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_r}{2 H_s} \frac{\alpha_s}{\beta_s} \quad (3.23)$$

siendo

$$\frac{\alpha_s}{\beta_s} = \left(\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s} \right)^{1/2} \quad (3.24)$$

la relación de velocidades de ondas de compresión y cortante del suelo. Cabe hacer notar que en la ecuación 3.18 se puede usar interpolación lineal para el intervalo $1/3 < \nu_s < 0.45$.

III.3.3 MODELO DE ISE

La estructura se modela como una viga de cortante con N grados de libertad en traslación lateral. Si consideramos los grados de libertad que corresponden a la traslación y el cabeceo de la base se establece un sistema de $N+2$ grados de libertad, como se muestra en la Figura. 3.3. Debido a que las funciones de impedancia (resortes y amortiguadores de apoyo) dependen de la frecuencia de excitación y de que no existen modos naturales clásicos de vibración, para determinar la respuesta del sistema es conveniente utilizar el método de la respuesta compleja en la frecuencia en conjunto con la síntesis de Fourier (Chopra, 1995).

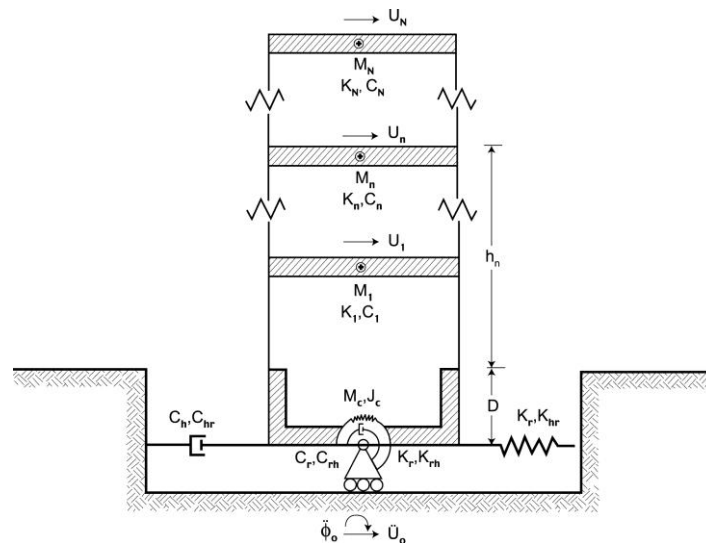


Figura 3.3 Sistema suelo-estructura completo (Avilés, 1991).

Los grados de libertad del sistema completo son: $\{U_e\}$, el vector de desplazamientos de la estructura relativos a su base, U_c , el desplazamiento de la base relativo al movimiento efectivo U_0 de traslación; y Φ_c , la rotación de la base relativa al movimiento efectivo Φ_0 de rotación. De acuerdo con lo anterior, el vector de desplazamientos de la estructura es $(U_0 + U_c)\{I\} + (\Phi_0 + \Phi_c)\{H\} + \{U_e\}$, siendo $\{I\} = \{1, 1, \dots, 1\}^T$ y $\{H\} = \{(h_1 + D), (h_2 + D), \dots, (h_N + D)\}^T$. Las ecuaciones de movimiento del sistema completo pueden obtenerse a partir del equilibrio dinámico de fuerzas en la estructura y del equilibrio dinámico de fuerzas y momentos en la cimentación:

$$[M_e]\{\ddot{U}_c\{I\} + \ddot{\Phi}_c\{H\} + \ddot{U}_e\} + [C_e]\{\dot{U}_c\{I\} + \dot{\Phi}_c\{H\} + \dot{U}_e\} + [K_e]\{U_c\{I\} + \Phi_c\{H\} + U_e\} = -[M_e]\{\ddot{U}_0\{I\} + \ddot{\Phi}_0\{H\}\} \quad (3.25)$$

$$M_c(\ddot{U}_c + E\ddot{\Phi}_c) + C_h\dot{U}_c + C_{hr}\dot{\Phi}_c + K_h U_c + K_{hr}\Phi_c - V_0 = -M_c(\ddot{U}_0 + E\ddot{\Phi}_0) \quad (3.26)$$

$$J'_c\ddot{\Phi}_c + C_r\dot{\Phi}_c + C_{hr}\dot{U}_c + K_r\Phi_c + K_{hr}U_c + M_c E(\ddot{U}_c + E\ddot{\Phi}_c) - M_0 = -J'_c\ddot{\Phi}_0 - M_c E(\ddot{U}_0 + E\ddot{\Phi}_0) \quad (3.27)$$

donde $[M_e]$, $[C_e]$ y $[K_e]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura con base rígida; $J'_c = J_c - M_c E^2$ es el momento de inercia con respecto al centroide de la cimentación. Además, $V_0 = \{I\}^T \{[C_e]\{\dot{U}_c\} + [K_e]\{U_c\}\}$ es el cortante en la base de la estructura y $M_0 = [H]^T \{[C_e]\{\dot{U}_c\} + [K_e]\{U_c\}\}$ el momento de volteo en la base de la cimentación.

Las matrices de masa y rigidez de la estructura tienen la forma típica para un sistema de cortante. Para este caso se usa una matriz de amortiguamiento clásico, independiente de la frecuencia, construida mediante la superposición de las matrices de amortiguamiento modal.

Si el cortante y momento de volteo basales se expresan en términos de la ecuación. 3.25 y sustituyen en las ecuaciones 3.26 y 3.27, respectivamente, se encuentra que las ecuaciones de movimiento del sistema completo tienen la siguiente forma matricial:

$$[M_s]\{\ddot{U}_s\} + [C_s]\{\dot{U}_s\} + [K_s]\{U_s\} = -\ddot{U}_0\{M_0\} - \ddot{\Phi}_0\{J_0\} \quad (3.28)$$

donde $\{U_s\} = \{\{U_s\}^T, U_c, \Phi_c\}^T$ es el vector de desplazamientos del sistema, de orden $N+2$. Además, $\{M_0\}$ y $\{J_0\}$ son vectores de carga definidos como

$$\{M_0\} = \begin{Bmatrix} [M_e]\{I\} \\ \{I\}^T [M_e]\{I\} + M_c \\ \{H\}^T [M_e]\{I\} + M_c E \end{Bmatrix} \quad (3.29)$$

$$\{J_0\} = \begin{Bmatrix} [M_e]\{H\} \\ \{I\}^T [M_e]\{H\} + M_c E \\ \{H\}^T [M_e]\{H\} + J_c \end{Bmatrix} \quad (3.30)$$

mientras que $[M_s]$, $[C_s]$ y $[K_s]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema, estructuradas de las siguientes formas:

$$[M_s] = \begin{bmatrix} [M_e] & [M_e]\{I\} & [M_e]\{H\} \\ \{I\}^T [M_e] & \{I\}^T [M_e]\{I\} + M_c & \{I\}^T [M_e]\{H\} + M_c E \\ \{H\}^T [M_e] & \{H\}^T [M_e]\{I\} + M_c E & \{H\}^T [M_e]\{H\} + J_c \end{bmatrix} \quad (3.31)$$

$$[C_s] = \begin{bmatrix} [C_e] & \{0\} & \{0\} \\ \{0\}^T & C_h & C_{hr} \\ \{0\}^T & C_{hr} & C_r \end{bmatrix} \quad (3.32)$$

$$[K_s] = \begin{bmatrix} [K_e] & \{0\} & \{0\} \\ \{0\}^T & K_h & K_{hr} \\ \{0\}^T & K_{hr} & K_r \end{bmatrix} \quad (3.33)$$

Los términos C_m , K_m , con $m=h$ para traslación, $m=r$ para cabeceo y $m=hr$ para los términos de acoplamiento, serán los valores de las funciones de impedancia definidos en la sección III.3.2.

Aplicando la trasformada de Fourier en ambos miembros de la ecuación 3.28, la ecuación matricial de movimiento del sistema se reduce a:

$$[[K_s] + i\omega_s[C_s] - \omega_s^2[M_s]]\{U_s(\omega)\}^* = \omega_s^2 U_g^*(\omega_s) \{Q_h(\omega_s)\{M_0\} + Q_r(\omega_s)\{J_0\}\} \quad (3.34)$$

donde $\{U_s(\omega_s)\}^*$ y $U_g^*(\omega_s)$ representan respectivamente las trasformadas de Fourier de la respuesta $\{U_s(t)\}$ y la excitación $U_g(t)$ del sistema. Al multiplicar el término de la izquierda por ω_s^2 se considera que la respuesta $\{U_s(\omega_s)\}^*$ está dada en aceleración.

Resolviendo la ecuación 3.34 se obtiene la respuesta en la frecuencia del sistema. Los renglones del vector $\{U_s(\omega_s)\}^*$ contienen la aceleración para cada uno de los grados de libertad del sistema. Para encontrar la respuesta en términos de desplazamiento, se utiliza la siguiente expresión que es la relación general que existe entre desplazamiento y aceleración para la respuesta en frecuencia

$$Sa(\omega_s) = \omega_s^2 Sd(\omega_s) \quad (3.35)$$

donde $Sa(\omega_s)$ es la aceleración y $Sd(\omega_s)$ el desplazamiento.

Una vez establecidas las respuestas tanto de aceleración como de desplazamiento en la frecuencia es posible determinar la correspondiente respuesta en el tiempo utilizando la antitransformada de Fourier. Para ello suele recurrirse al algoritmo de la transformada rápida de Fourier (Paz, 1980).

Capítulo IV

RESPUESTA DINÁMICA ESTRUCTURAL SIN EFECTOS ISE

Para incorporar los efectos ISE al problema de detección de daño en el presente trabajo se optó por una metodología que permitiera eliminar, de las respuestas medidas en una estructura, los componentes de desplazamiento que se generan debido a la presencia de la base flexible.

De esta forma se eligió un análisis en el dominio de la frecuencia, que mediante la deconvolución de la respuesta, usando Funciones de Transferencia (FT), aproxima de forma precisa las propiedades dinámicas del sistema con base rígida.

IV.1 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA

Para un sistema lineal con parámetros constantes y físicamente estable, las características dinámicas de dicho sistema pueden ser descritas mediante una Función de Respuesta en la Frecuencia $H(f)$ (Bendat y Piersol, 2000), la cual está definida como la transformada de Fourier de $h(\tau)$, siendo $h(\tau)$:

$$\begin{aligned} h(\tau) &= Ae^{a\tau}, \tau \geq 0 \\ h(\tau) &= 0, \tau \leq 0 \end{aligned} \quad (4.1)$$

$$H(f) = \int_0^{\infty} h(\tau) e^{-j2\pi f\tau} d\tau \quad (4.2)$$

Para sistemas con las características mencionadas en el párrafo anterior, la Función de Respuesta en la Frecuencia puede reemplazar a la Función de Transferencia sin pérdida de información (Bendat y Piersol, 2000). De aquí que $H(f)$ sea igual a $FT(f)$ para el caso estudiado.

Una importante relación para $FT(f)$ es la siguiente. Siendo $X(f)$ la Transformada de Fourier del registro de entrada al sistema $x(t)$ y $Y(f)$ la Transformada de Fourier de un registro de salida $y(t)$, resulta:

$$Y(f) = FT(f)X(f) \quad (4.3)$$

Despejando $FT(f)$:

$$FT(f) = \frac{Y(f)}{X(f)} \quad (4.4)$$

Resulta importante decir que $FT(f)$ es una propiedad del sistema y función solamente de la frecuencia, no depende del tiempo o de la excitación.

IV.2 DESCOMPOSICIÓN DEL MOVIMIENTO DE UN SISTEMA CON ISE

El movimiento total de un sistema estructural es considerado como la suma del movimiento de cuerpo rígido de la cimentación, el movimiento debido a la flexibilidad del suelo y los desplazamientos generados por la flexibilidad de la estructura (Wolf, 1985). En la Figura 4.1 se puede observar en forma esquemática lo citado con anterioridad.

Se pueden distinguir tres componentes principales: traslación en la base (U_0), cabeceo en el nivel j (θh_j) y desplazamiento estructural (U_e).

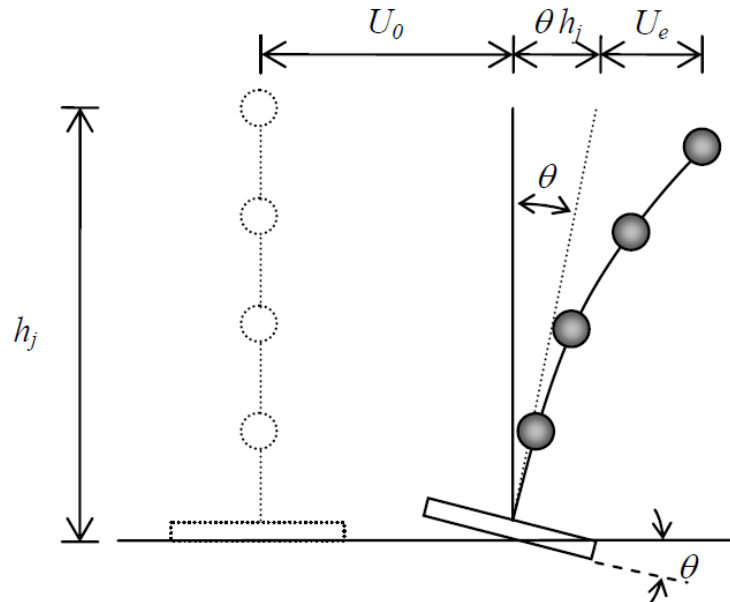


Figura 4.1 Componentes del desplazamiento horizontal.

Con base en la Figura 4.1 podemos expresar la traslación total en el nivel j como:

$$U_j^T = U_0 + \theta h_j + U_j^e \quad (4.5)$$

O en caso de considerar la traslación del sótano como la suma de la traslación del terreno más el desplazamiento relativo del sótano:

$$U_j^T = U_g + \tilde{U}_0 + \theta h_j + U_j^e \quad (4.6)$$

en donde

U_j^T = Traslación total en el nivel j

- U_0 = Traslación absoluta de la base
 U_g = Traslación del terreno
 $\tilde{U}_0$ = Traslación relativa de la base con respecto al terreno
 θ_j = Cabeceo en el nivel j
 U_j^e = Deformación debido a la flexibilidad de la estructura

IV.3 IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

El objetivo de la identificación de sistemas es evaluar las propiedades desconocidas de un sistema, usando un registro de entrada y uno de salida, que son conocidos (Figura 4.2). En el caso de la ISE el sistema tiene una flexibilidad desconocida que genera una diferencia conocida entre un registro de entrada y uno de salida (Stewart et al., 1999).

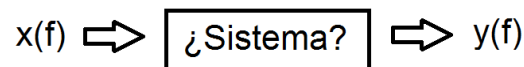


Figura 4.2 Representación esquemática de la identificación de sistema.

Como se mencionó con anterioridad la función de transferencia FT describe las propiedades dinámicas de ese sistema desconocido contenido entre los puntos x y y. Dependiendo de la posición de éstos puntos, se evalúan sistemas diferentes, tal como se ilustra en la Tabla 4.1

Tabla 4.1. Movimientos de entrada y salida para identificación de sistemas (Stewart, J.P., 1998).

Sistema	Movimiento de entrada	Movimiento de salida
Base flexible	U_g (Movimiento de campo libre)	$U_g + \tilde{U}_0 + \theta_j + U_j^e$
Base pseudo flexible	$U_g + \tilde{U}_0$ (Movimiento en la base de la cimentación)	$U_g + \tilde{U}_0 + \theta_j + U_j^e$
Base rígida	$U_0 + \theta_j$	$U_g + \tilde{U}_0 + \theta_j + U_j^e$

En el caso de edificios instrumentados, se requieren puntos de medición vertical en los extremos del sótano para determinar el componente de cabeceo. Dichas mediciones no siempre están disponibles, por lo que el sistema con base pseudo flexible puede ser considerado como una estimación de la base rígida.

IV.4 RESPUESTA ESTRUCTURAL EN VIBRACIÓN LIBRE

Una vez calculadas las FT para cada grado de libertad medido, que son función de la frecuencia, pueden ser llevadas al dominio del tiempo mediante la transformada inversa de Fourier.

La FT en todos los casos evalúa al sistema estructural despreciando los componentes frecuenciales propios de la excitación. Por este motivo al ser antitransformada se obtienen registros en el dominio del tiempo con formas armónicas, que asemejan el movimiento en vibración libre del sistema identificado.

Estos registros armónicos pueden ser tratados como se haría con una medición real, y en este trabajo son procesados mediante el método de descomposición en el dominio de la frecuencia (DDF).

A continuación se presenta un listado de pasos para aplicar la metodología (de eliminación de componentes horizontales) propuesta:

1. Obtener la respuesta dinámica de distintos puntos de la estructura y el terreno (campo libre o base de la cimentación)
2. Aplicar la Transformada Rápida de Fourier a cada uno de los registros medidos.
3. Calcular la Función de Tránsito (FT) usando como numerador los distintos puntos medidos en la estructura y como denominador el movimiento de campo libre o el de la base de la cimentación (registros en el dominio de la frecuencia).
4. Aplicar la Transformada Rápida de Fourier Inversa a cada uno de los cocientes calculados.
5. Usar estas señales antitransformadas como datos para el método de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia.
6. Calcular frecuencias y modos de la estructura.

IV.5 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Con el fin de ilustrar las ventajas de la metodología descrita en este capítulo, se estudió un sistema de 1 grado de libertad (1GDL) sometido a una excitación sísmica.

Se obtuvieron las respuestas dinámicas considerando base rígida y base flexible. Para el caso de base flexible, se consideró un terreno con periodo dominante $T_s=2.5s$, con una velocidad de propagación de ondas $\beta_s=75$ m/s y un espesor de 46.88 m. Estas propiedades son representativas de las que comunmente aplican a la zona del Valle de México.

El oscilador estudiado tiene un peso de 40 ton, y una rigidez lateral de 4000 ton/m (Clough y Penzien, 2003), con un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%. La cimentación considerada tiene 9.63 ton de peso, con un radio equivalente de 1.128 m y una profundidad de enterramiento de 0.5m. Éstos valores fueron establecidos conservando los valores de relación entre la masa de la estructura y de la cimentación propuestos por Fernández (2007).

Considerando estas propiedades, se aplicó la metodología presentada en el Capítulo III para obtener la respuesta dinámicas (aceleración) del sistema. Esta respuesta fue procesada usando el DDF.

Los valores singulares de la matriz de densidad espectral obtenidos para el caso con base rígida y base flexible se muestran en las Figuras 4.3 y 4.4.

Para fines comparativos se consideró como válida sólo la primer frecuencia (la que presenta un valor singular mayor, descartando la propia del suelo). Se puede observar en ambas gráficas que a pesar de ser un sistema de 1GDL, que tiene sólo una frecuencia de vibración asociada, aparecen numerosos valores pico. A partir de este punto el problema de detección de daño puede acarrear errores.

Este fenómeno se hace más notorio en el experimento que considera base flexible, pues aparecen tres picos muy cercanos, que además presentan una amplitud similar. Uno de ellos puede ser descartado pues es la frecuencia propia del suelo.

Para dar solución a esta problemática se aplica el procedimiento planteado en este capítulo. Tomando la respuesta dinámica de la estructura y los registros de aceleración de campo libre (CL) y la base de la cimentación (BC) se calcularon las FT, que una vez antitransformadas se usaron para alimentar el DDF. Se definió como FT-CL a la función de transferencia que usa el movimiento de campo libre como divisor y FT-BC a la que utiliza el movimiento de traslación en la base de la cimentación.

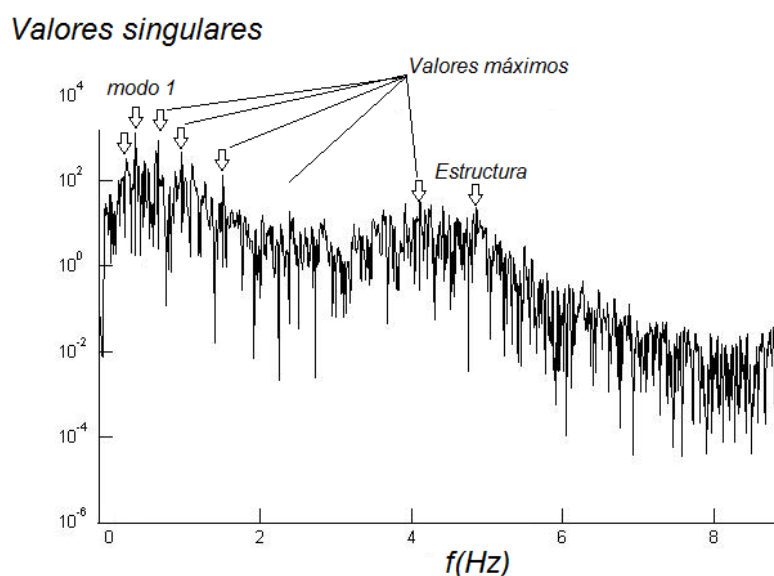


Figura 4.3 Frecuencias calculadas, sistema con base rígida.

Los valores singulares de la matriz de densidad espectral obtenidos para el caso de la FT con campo libre (FT-CL) y la FT con la base de la cimentación (FT-BC) se muestran en las Figuras 4.5 y 4.6.

En la Tabla 4.2 se presenta un resumen de las frecuencias asociadas al primer modo, identificadas con el DDF y el valor analítico.

Tabla 4.2. Frecuencias del sistema.

	Calculada	Base rígida	FT-BC	FT-CL	Base flexible
Frecuencia (Hz)	5.0	0.496	1.945	1.880	0.808

Para este caso de estudio, se observa que la variación en la primer espiga de los experimentos en los que se usaron señales sin deconvolucionar con respecto a los que usaron FT es muy significativa (hasta 292%).

Valores singulares

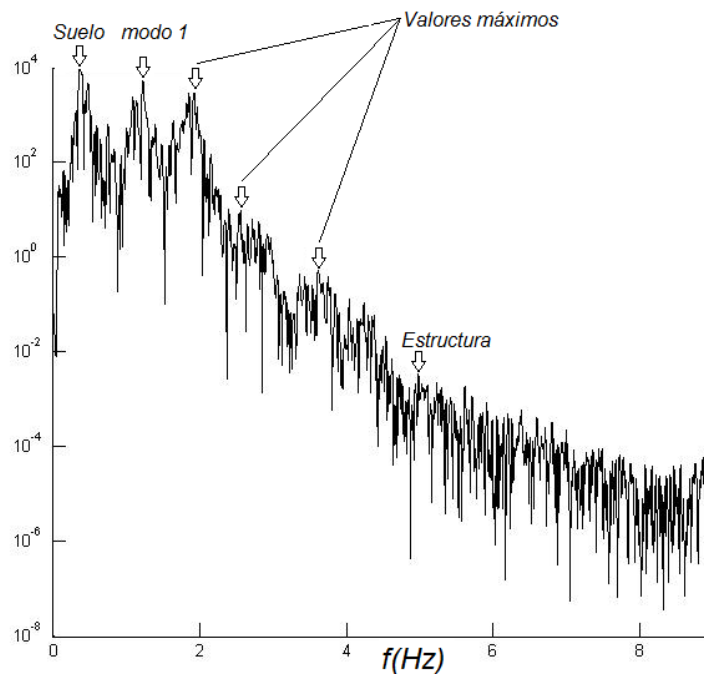


Figura 4.4 Frecuencias calculadas, sistema con base flexible.

Esto se debió a la influencia que tuvo el contenido frecuencial del sismo, pues este efecto se presenta también en el caso en que se analizó la base rígida. Se observa, que el periodo identificado en el sistema con ISE es menor que el del experimento con base rígida. Esto no puede ser correcto, pues la flexibilidad del sistema con ISE es mayor, y se puede atribuir a las numerosas frecuencias presentes en una señal sísmica.

Con respecto a los casos de estudio que usan FT, se puede observar que la frecuencia calculada con FT-BC es mayor que el de FT-CL. Esto se debe a que FT-BC identifica un sistema más parecido al que tiene base rígida (Tabla 4.1).

Valores singulares

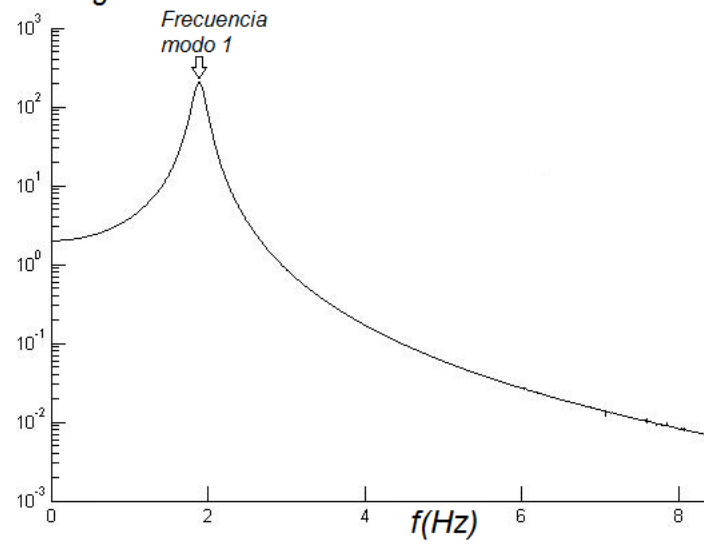


Figura 4.5 Frecuencias identificadas usando la FT-CL.

Valores singulares

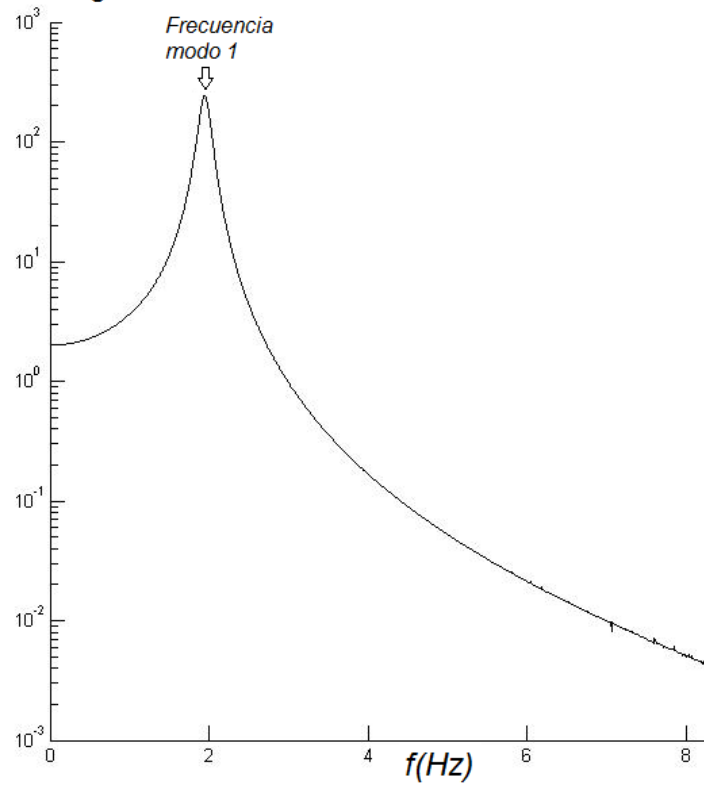


Figura 4.6 Frecuencias identificadas usando la FT-BC.

Si se hace una comparación de las frecuencias identificadas con respecto a la calculada en forma analítica, que es de 5 Hz, se observa que la variación sigue siendo significativa (157% con respecto a FT-BC). Esta variación se debe a los componentes rotacionales de la base, que no fueron despreciados y para este caso de estudio resultaron ser importantess.

Se puede concluir que el uso de FT es recomendable tanto en casos en los que se presenta ISE, como cuando no la hay, pues los componentes frecuenciales de la excitación pueden aparecer con mayor amplitud que los de la estructura en los valores singulares de la matriz de densidad espectral.

En el capítulo siguiente se hace uso de esta metodología para obtener los parámetros modales que se usarán en la detección de daño.

Capítulo V

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

V.1 INFLUENCIA DE LA ISE EN LA DETECCIÓN DE DAÑO.

V.1.1 Modelo numérico de un edificio de cortante de 10 niveles.

El objetivo de este ejemplo es identificar la influencia de la ISE en la detección de daño (pérdida de rigidez) para edificios de múltiples grados de libertad usando el MRB.

Se estudiaron casos de daño controlado en un edificio de cortante, modificando la rigidez de ciertos entrepisos. Se estudiaron dos casos, uno considerando que la estructura se desplantaba sobre base rígida y otro tomando en cuenta una base flexible.

Usando la metodología planteada en el Capítulo III, se obtuvo la respuesta estructural para los modelos estudiados.

La estructura tiene una masa total de 330.28 ton y una altura total de 30.5 m. La masa de la cimentación es de 79.53 ton, el radio equivalente igual a 11.28 m y un enterramiento de 5 m. La capa uniforme de suelo tiene una velocidad de propagación de ondas de cortante $\beta_s=75$ m/s y una profundidad de 50 m, con un periodo $T_s=2.5$ s (Fernández y Avilés, 2008).

Se simularon tres casos de daño, analizando tanto la base rígida como la flexible, resultando en 6 casos de estudio: D1, D2, D3 y D1ISE, D2ISE y D3ISE. Los primeros tres no incluyen efectos ISE, por lo tanto se modelaron desplantados sobre estrato firme. D1 corresponde a una reducción de rigidez en el primer entrepiso de 86.36%, D2 a un 50% en el segundo entrepiso y D3 a un 50% en el quinto.

Usando los registros de aceleración en cada GDL, se aplicó el DDF para cada caso de estudio y se obtuvieron las primeras 4 frecuencias y formas modales. La tabla 5.1 muestra los valores de frecuencia calculados. Como se esperaba, las frecuencias fundamentales son menores cuando se considera ISE. Nótese también que los valores, con y sin ISE son los mismos para el modo 3 y dos de los casos en el modo 4.

El MRB fue aplicado a cada caso de estudio, determinando la localización y magnitud del daño. La Figura 5.1 muestra la localización y magnitud identificada de daño. Puede observarse que en todos los modelos, el MRB identificó correctamente las localizaciones de daño simuladas.

Tabla 5.1. Frecuencias encontradas usando el DDF (Hz). Edificio de diez niveles.

Modo	D1	D2	D3	D1ISE	D2ISE	D3ISE
1	0.61	0.765	0.765	0.496	0.492	0.492
2	1.941	2.271	1.652	1.237	2.169	1.941
3	3.377	3.768	3.63	3.377	3.768	3.63
4	5.001	5.249	5.001	5.001	5.249	4.256

En la Figura 5.1 se puede observar también que para el caso de base rígida, sólo en el modelo D2 un elemento fue calculado erróneamente, y este elemento tiene una magnitud menor que la simulada. A pesar de que este elemento falso no es deseable, no es tan perjudicial.

También se observa que la metodología sobre estimó la magnitud del daño cuando se analizó la base rígida, estando del lado de la seguridad, lo que es deseable en ingeniería.

Para el caso en que se considera ISE, se identificaron elementos falsos, como se observa en el modelo D2ISE. También se puede observar que en este caso, el elemento falso medido está localizado junto al elemento simulado como dañado, y puede ser provocado por la conectividad entre estos elementos. Este fenómeno no es deseable porque el elemento que realmente presenta el daño no está teniendo la mayor importancia.

El mismo comportamiento se presenta en el modelo D3ISE. La diferencia es que para este modelo, el elemento falso se presenta cerca del techo de la estructura. En otros trabajos, el MRB ha reportado el mismo error, que puede ser atribuido a errores numéricos (Rodríguez, 2010).

Estas observaciones pueden llevar a recomendar la limpieza de la señal antes de su uso en la identificación de daño, para eliminar la influencia del suelo mediante una metodología como la planteada en el Capítulo IV.

Los valores de error calculados son mayores que los comúnmente aceptados en ingeniería, salvo para el caso D1, en el que se tiene un error relativo de -1.16% y para el caso D3ISE con un error relativo de 9.96%.

Como se mencionó, el MRB fue formulado considerando una base rígida. Debido a esto los resultados de localización y magnitud de daño mejoran cuando la ISE no está presente.

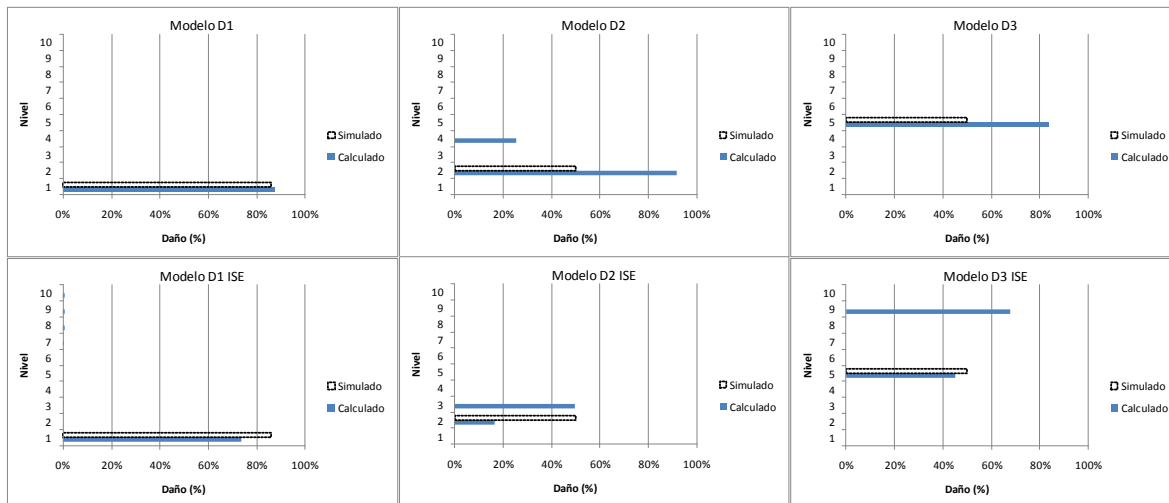


Figure 5.1. Localización y magnitud de daño.

V.1.2 Modelo numérico de un edificio de cortante de 5 niveles.

Al igual que en el ejemplo anterior, se utilizó la formulación planteada en el Capítulo III para obtener la respuesta dinámica de una estructura de 5 niveles, considerando para un caso base rígida y para otro base flexible.

El objetivo de este ejemplo es identificar una tendencia en el comportamiento de la estimación de los índices de daño.

La estructura estudiada tiene una masa de 41.28 ton y una altura total de 35.5 m. La masa de la cimentación es de 9.94 ton, el radio equivalente igual a 5.64 m y un enterramiento de 2.5 m (Fernández, 2007). Las propiedades del estrato blando son las mismas que para el ejemplo anterior.

Tres casos de daño fueron simulados, considerando las dos diferentes condiciones de apoyo, por lo tanto 6 casos de estudio fueron estudiados: 5D1, 5D3, 5D5 y 5D1ISE, 5D3ISE y 5D5ISE. Los primeros tres no incluyen efectos ISE, por lo tanto se modelaron desplantados sobre estrato firme. 5D1 corresponde a una reducción de rigidez en el primer entrepiso de 82.5%, 5D3 a un 30% en el tercer entrepiso y 5D5 a un 30% en el quinto.

Se identificaron las primeras cuatro frecuencias y formas modales para cada caso de estudio, los valores de frecuencia se muestran en la Tabla 5.2 Como se esperaba, las frecuencias fundamentales son menores cuando se considera ISE. Al igual que en el ejemplo IV.5, se observa que para este caso de estudio, el contenido frecuencial de la excitación gobierna la respuesta. Se ve que los valores de la primera frecuencia son iguales para todos los experimentos (y muy similares a los encontrados en el ejemplo IV.5), lo cual no puede ser real, debido a la diferencia en rigideces entre ellos. El mismo fenómeno se presenta para los experimentos que consideran ISE.

Estos parámetros modales fueron usados para aplicar el MRB a cada caso de estudio, determinando la localización y magnitud del daño. La Figura 5.2 muestra la localización y magnitud identificada de daño. Puede observarse, que pese a los problemas presentes en la identificación de los parámetros modales, en todos los modelos el MRB identificó correctamente las localizaciones simuladas de daño

Tabla 5.2. Frecuencias encontradas usando el DDF (Hz). Edificio de cinco niveles.

Modo	5D1	5D3	5D5	5D1ISE	5D3ISE	5D5ISE
1	0.496	0.496	0.496	0.387	0.387	0.387
2	1.241	1.237	1.941	1.099	1.237	1.237
3	2.983	1.864	4.256	2.824	2.824	2.824
4	4.256	4.057	5.001	4.057	4.553	3.630

En los modelos con base rígida, se observa que el método reportó únicamente como dañado el elemento que fue simulado, sin elementos falsos adicionales. Además se puede observar que para todos los casos el MRB sobreestimó el daño, lo cual a pesar de no ser deseable, hace que los resultados se encuentren del lado de la seguridad.

Considerando la base flexible, en todos los casos se presentaron elementos identificados como dañados erróneamente. En el caso 5D1ISE, esta problemática no es tan perjudicial, pues ambos elementos falsos se identificaron con un porcentaje de degradación menor al 5%. Sin embargo, en los casos 5D3ISE y 5D5ISE, los elementos falsos tienen porcentajes de degradación mayores al 10% en todos los casos. El mayor problema se presentó en el modelo 5D3ISE, en el cual se identificaron como dañados los dos elementos que conservan conectividad con el dañado. Posiblemente la conectividad fue la causa del error.

Solo en el modelo 5D1ISE la metodología estimó el daño con un error relativo menor al 10%, siendo de -1.33%.

Estas observaciones nos hacen volver a recomendar la deconvolución de las señales previo a su uso para la detección de daño.

Como se indicó en párrafos anteriores, el primer modo de vibración identificado no corresponde propiamente a la estructura y a pesar de ello el MRB fue capaz de identificar el daño en forma eficiente. Lo anterior se atribuye a que para reconstruir el sistema dañado el método requiere de dos modos de vibración. De este estudio puede decirse que contando con sólo un modo de vibración propio de la estructura el MRB identifica en forma correcta la localización del daño.

Como se mencionó, el MRB fue formulado considerando una base rígida. Debido a esto los resultados de localización y magnitud de daño mejoran cuando la ISE no está presente.

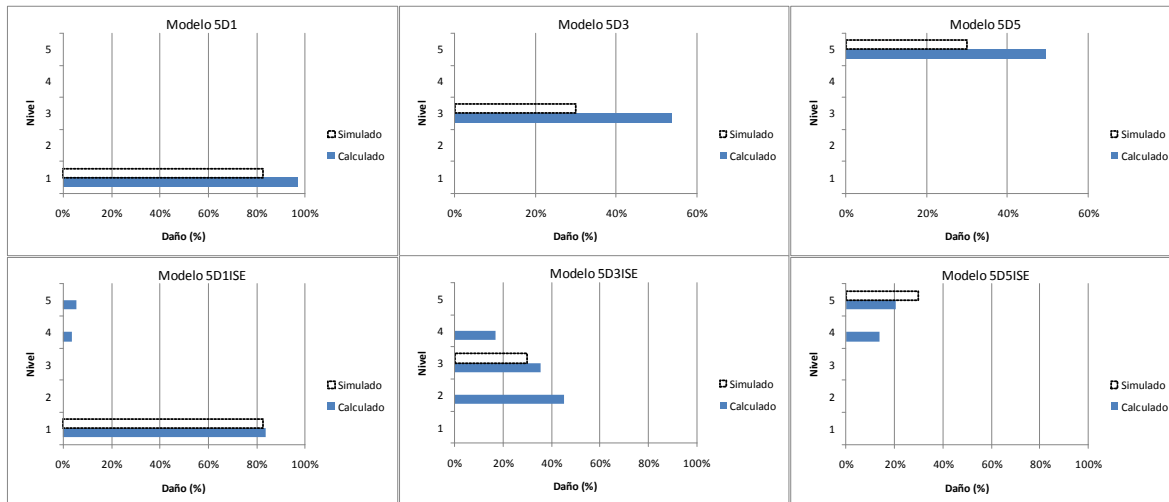


Figure 5.2. Localización y magnitud de daño. Edificio de cinco niveles.

V.2 DECONVOLUCIÓN DE SEÑALES PARA MEJORAR LOS RESULTADOS DE DAÑO.

V.2.1 Modelo numérico de un edificio de cortante de 10 niveles.

Con el fin de evaluar su eficiencia, se aplicó la metodología propuesta en el capítulo IV, usando el mismo modelo que en el ejemplo anterior. De este modo, para los mismos casos de daño se utilizó el concepto de Función de Transferencia para despreciar los efectos ISE en las respuestas dinámicas.

Con base en la teoría del Capítulo IV se evaluaron dos funciones $FT(f)$ variando la señal de entrada al sistema, con el fin de identificar la FT más adecuada para detectar daño. Así, se identificó como FT-CL a la función de transferencia que utiliza como entrada al sistema el movimiento de campo libre (aceleraciones) calculado como se indicó en el Capítulo III. FT-CL resta los efectos de sitio del registro pero considerando la base flexible (Stewart, J.P., 1998).

Se estudió una segunda $FT(f)$, la cual considera como señal de entrada al sistema el movimiento horizontal en la base de la cimentación (aceleraciones). A esta función de transferencia se le llamó FT-BC. Con FT-BC se evalúa una condición pseudo-empotrada de la estructura, despreciando además de los efectos de sitio los componentes horizontales derivados de la ISE (Stewart, J.P., 2008).

Una vez calculadas las FT se antitransformaron para ser tratadas como registros de aceleración convencionales, en el dominio del tiempo.

Se simularon tres casos de daño, utilizando para la deconvolución de las señales las dos funciones de transferencia mencionadas. Por lo que 6 casos de daño fueron estudiados: D1-FT-CL, D2-FT-CL, D3-FT-CL y D1-FT-BC, D2-FT-BC, D3-FT-BC. Siendo la única diferencia entre los 3 primeros y los siguientes el tipo de función de transferencia utilizada. D1 corresponde a una reducción del 86,36% de la rigidez en el primer entrepiso D2 a un decremento del 50% en el segundo entrepiso y D3 a un 50% en el quinto piso.

Usando ambas funciones de transferencia anti transformadas (llevadas al dominio del tiempo), el DDF fue aplicado para cada caso de daño estudiado, identificando las primeras 5 frecuencias y formas modales. La Tabla 5.3 muestra los valores de las frecuencias. Como se esperaba, las frecuencias fundamentales son mayores cuando se usa la FT-BC, debido a que esta función de transferencia se aproxima más a la condición de base rígida.

En la Tabla 5.3 también se puede observar que a partir del modo tres, los valores de las frecuencias son muy similares o iguales para los dos casos de Función de Transferencia. Esto es debido a que los efectos ISE aún presentes en la señal afectan en mayor medida a los primeros modos.

Tabla 5.3. Frecuencias encontradas con el DDF (Hz). Edificio de diez niveles.

Modo	D1-FT-CL	D2-FT-CL	D3-FT-CL	D1-FT-BC	D2-FT-BC	D3-FT-BC
1	0.549	0.639	0.647	0.562	0.651	0.659
2	1.855	2.238	2.340	1.888	2.295	2.425
3	3.385	3.768	3.491	3.394	3.788	3.540
4	4.814	5.273	5.196	4.814	5.282	5.200
5	6.116	6.596	6.429	6.116	6.592	6.445

El MRB fue aplicado a cada uno de los casos de estudio, determinando la localización y magnitud del daño. La Figura 5.3 muestra los resultados encontrados. Se puede observar que para todos los modelos el MRB identificó en forma correcta la localización del daño simulado.

Nótese también que para todos los modelos estudiados el MRB identificó solamente el elemento dañado. Esto resulta de gran relevancia pues los elementos falsos representan un problema común en la identificación de daño, como se vio en el ejemplo anterior.

En lo que a la magnitud respecta, se puede ver que para los casos D2 y D3, para ambas FT el método sobreestimó la magnitud simulada. Este comportamiento, a

pesar de no ser deseable, pone a los resultados del lado de la seguridad. Para el caso D1 esta tendencia se invirtió y el MRB subestimó la cantidad simulada.

En el apartado anterior se estudió la detección de daño usando las señales en forma directa, conteniendo información del sistema completo suelo estructura. Para ver la relación entre ambos resultados comparar Figuras 5.1 y 5.3.

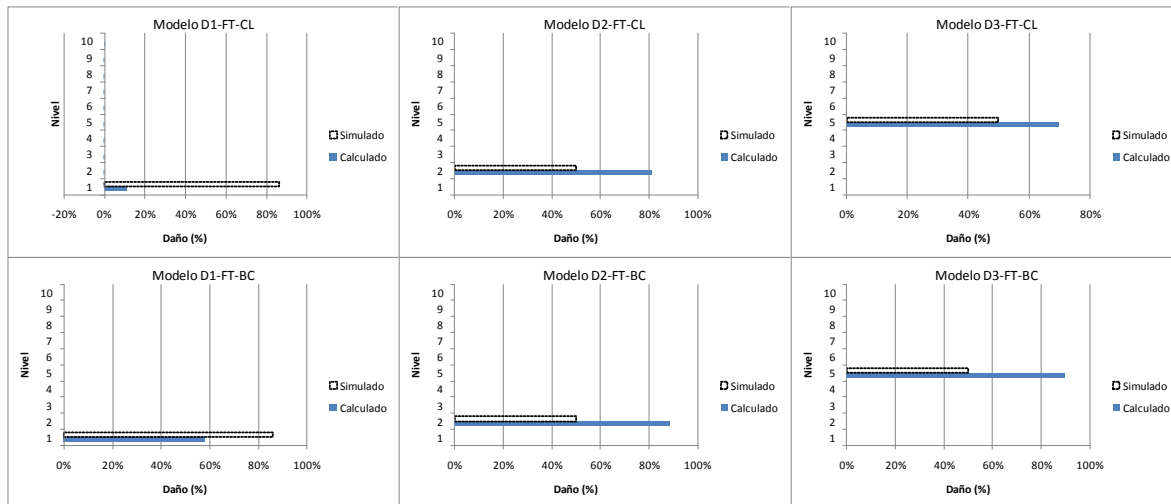


Figura 5.3. Detección de daño con el MRB, usando FT. Edificio de diez niveles.

Las magnitudes de error son mayores que las comunmente aceptadas en ingeniería (10%), sin embargo para dos de los casos estudiados se pueden considerar favorables al arrojar resultados que ponen del lado de la seguridad.

El MRB fue formulado considerando una base fija. Debido a esto se puede notar que los resultados de localización de daño mejoran significativamente (cero elementos falsos) al desprestigiar los efectos de la base flexible (ISE) con cualquiera de las dos FT estudiadas.

Con base en los resultados obtenidos, se recomienda el uso de FT para limpiar las señales antes de ser usadas en la detección de daño.

V.2.2 Modelo numérico de un edificio de cortante de 5 niveles.

Usando el modelo de cortante de cinco niveles descrito en la sección V.1.2 y los mismos casos de daño ahí planteados, se aplicó la metodología usada en el ejemplo de la sección V.2.1. Con esto se estudió la variación en los índices de daño al usar FT.

Los casos de estudio se identificaron como 5D1-CL, 5D3-CL, 5D5-CL, 5D1-BC, 5D3-BC y 5D5-BC. Los porcentajes de reducción de rigidez son los mismos que los estudiados en V.1.2.

La Tabla 5.4 muestra los valores de las tres frecuencias identificadas. Se calcularon también las respectivas formas modales.

Las frecuencias fundamentales son mayores para los casos de estudio BC, debido a que esta función describe un sistema más cercano al de base rígida.

Tabla 5.4. Frecuencias encontradas con el DDF usando FT (Hz). Edificio de cinco niveles.

Modo	5D1-CL	5D3-CL	5D5-CL	5D1-BC	5D3-BC	5D5-BC
1	1.074	1.359	1.383	1.095	1.392	1.416
2	3.971	5.188	4.936	4.053	5.469	5.135
3	7.711	7.788	7.849	7.715	7.072	7.983

La Figura 5.4 muestra los resultados de daño encontrados. Se puede observar que para todos los modelos el MRB identificó en forma correcta la localización del daño simulado, si arrojar elementos falsos.

Se aprecia también que para todos los casos el MRB sobre estimó la magnitud del daño.

En la sección V.1.2 se estudió la detección de daño usando las señales en forma directa, conteniendo información del sistema completo suelo estructura. Para ver la relación entre ambos resultados comparar las Figuras 5.2 y 5.4.

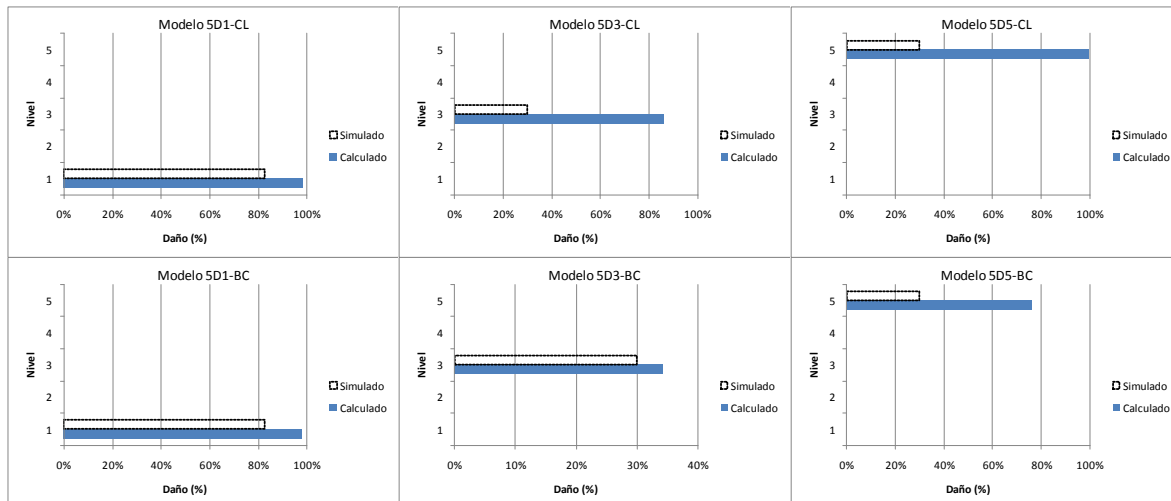


Figura 5.4. Detección de daño con el MRB, usando FT. Edificio de cinco niveles.

Los valores de error para los casos CL y BC fueron siempre mayor que 10%, que es lo comúnmente aceptado en ingeniería.

Las magnitudes de error son para los tres casos menores cuando se usa la FT-BC. En este ejemplo se ve más claro que los parámetros modales identificados mediante dicha FT son más próximos a los que tiene la estructura y por lo tanto los resultados de daño se ven mejorados.

Con base en los resultados obtenidos en este ejemplo, se recomienda el uso de la FT-BC para limpiar las señales antes de ser usadas en la detección de daño.

V.2.3 Caso real: Edificio de concreto reforzado en Van Nuys, California.

Para probar la eficiencia de la metodología propuesta ante un caso de daño real, ésta se aplicó a un edificio de concreto reforzado de siete niveles. El edificio se ubica en Van Nuys, California y resultó dañado durante el sismo de Northridge en enero de 1994. Se eligió este caso de estudio porque se cuenta con mediciones de la estructura después del daño, así como de un reporte elaborado con base en la evaluación visual del mismo (Trifunac et al., 1999).

La sección transversal de las columnas exteriores es de 0.35 x 0.50m. El resto de las columnas interiores de 0.45 x 0.45 m. Vigas de 0.40 x 0.55 m. Peralte de las losas: piso 1, 0.25 m; pisos 2 al 6, 0.21 m; azotea, 0.20 m. Módulo de elasticidad: $E = 25.5$ GPa, excepto para las columnas entre el piso 1 y 2 ($E = 28.9$ GPa) (Trifunac et al., 1999).

La configuración geométrica de la estructura se muestra en las figuras 5.5 y 5.6.

Con las respuestas dinámicas obtenidas en el edificio y el suelo durante la réplica del sismo de Northridge del 10 de marzo de 1994 se aplicó la metodología propuesta.

Se utilizaron en este trabajo las primeras dos frecuencias calculadas (para comparar con Rodríguez, 2007) encontradas, las cuales se muestran en la Tabla 5.5, comparadas con las reportadas por Trifunac et al., (1999).

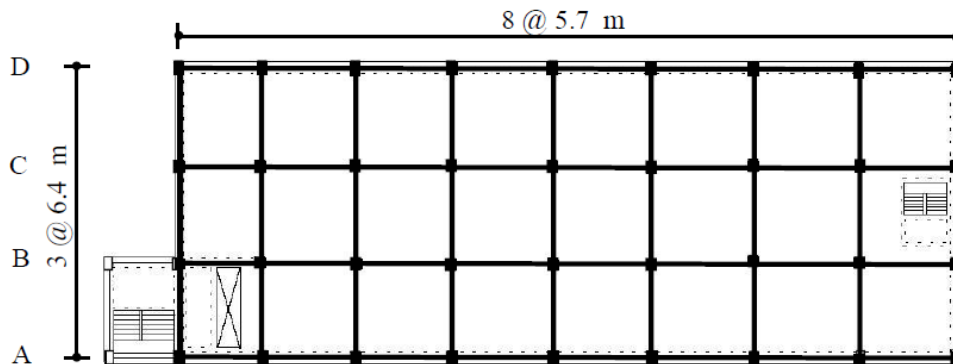


Figura 5.5. Planta típica, edificio Van Nuys (Rodríguez, 2007).

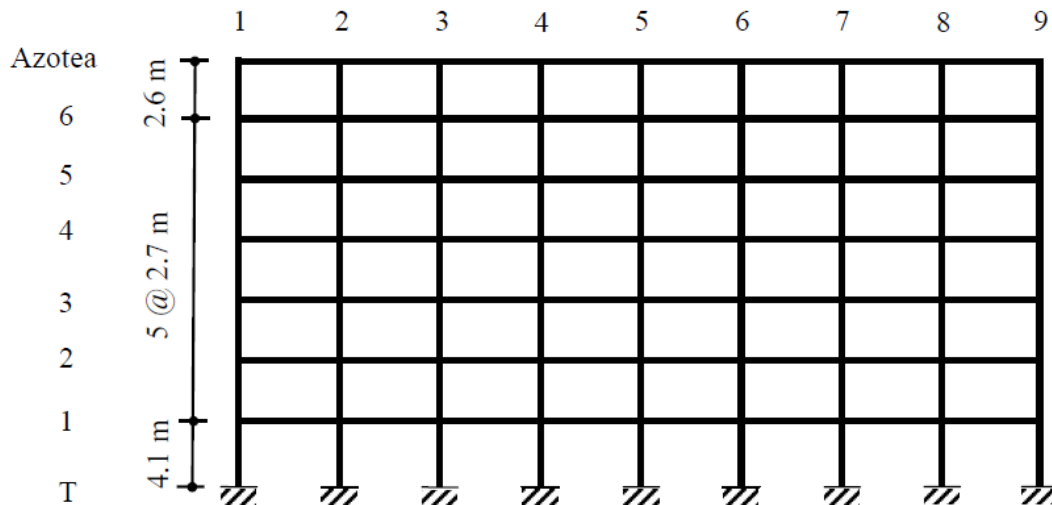


Figura 5.6. Elevación longitudinal típica, edificio Van Nuys (Rodríguez, 2007).

Tabla 5.5. Frecuencias encontradas con el DDF usando FT y reportadas por Trifunac et al. (1999) (Hz). Edificio en Van Nuys, California.

Modo	FT-CL	Trifunac et al. (1999)	error (%)
1	0.72	1	-39%
2	1.52	3.5	-131%

Se aprecia que la variación en los valores de frecuencia encontrados es significativa. Esto puede derivar de que en el trabajo de Trifunac et al. (1999) se reportan los resultados de pruebas de vibración ambiental, usando una mayor cantidad de aparatos de medición.

Los índices de daño encontrados son comparados con los reportados por Rodríguez (2007), en los cuales se usaron las señales sin deconvolucionar (Figura 5.7). En la figura 5.7 se muestran también las zonas que resultaron con daño y se indica el ancho de grieta reportado por Trifunac (1999). Con el fin de evaluar de forma específica las zonas con mayor daño, los elementos fueron discretizados en ciertas conexiones (Rodríguez, 2007).

En la Figura 5.8 se presentan los índices de daño (en %) identificados con el MRB usando los parámetros modales calculados con la metodología propuesta. Se aprecia que a diferencia de los resultados reportados por Rodríguez (2007), usando FT el método identificó al menos dos y hasta los cuatro elementos concurrentes a las cinco zonas que presentaron las mayores grietas.

También se identificaron dos elementos concurrentes a una de las zonas con grietas menores de 1 cm, que no fueron identificadas al usar señales sin deconvolucionar.

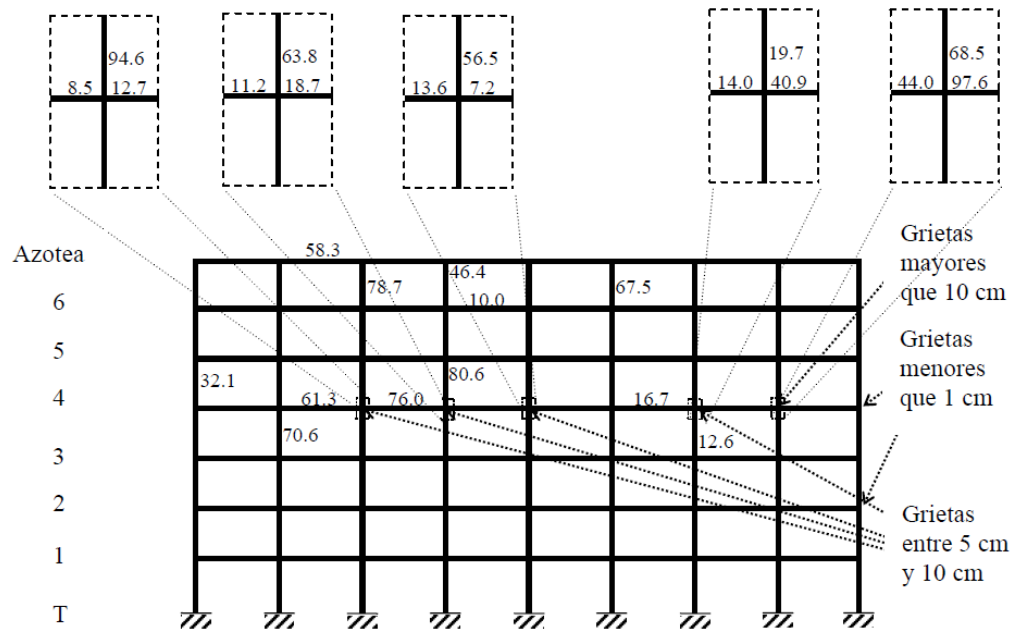


Figura 5.7. Localización e intensidades de daño en % calculadas con el MRB, edificio Van Nuys (Rodríguez, 2007).

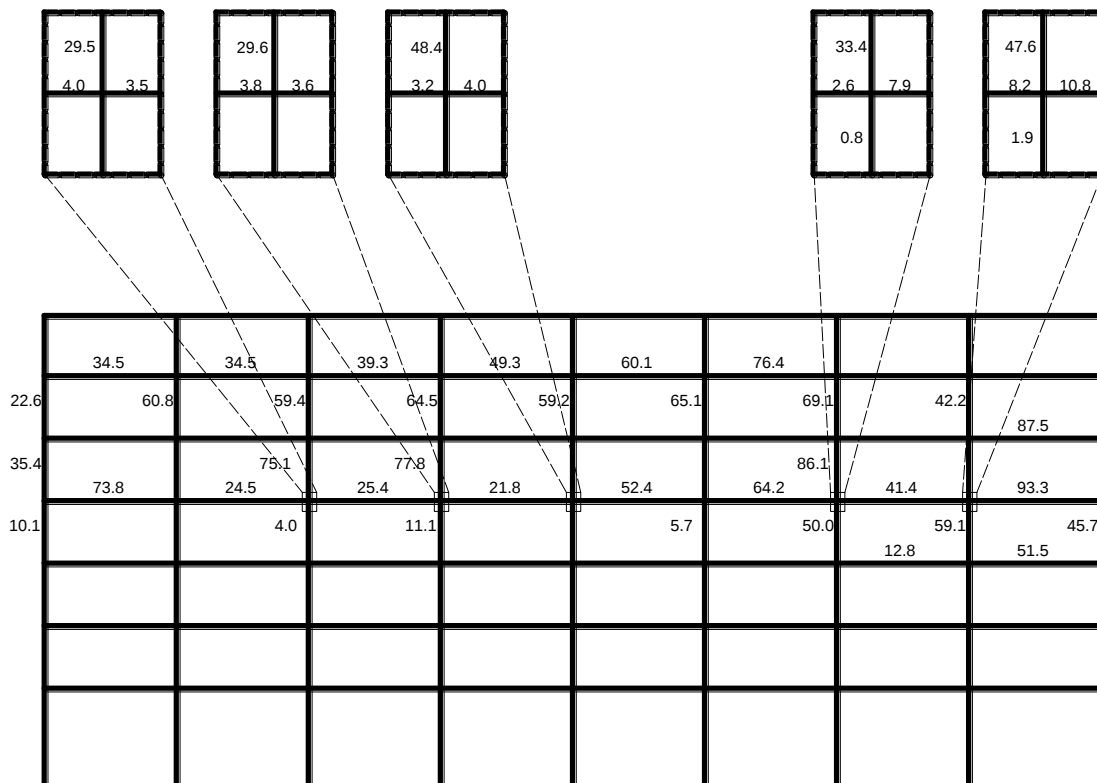


Figura 5.8. Localización e intensidades de daño en % calculadas con el MRB y FT, edificio Van Nuys (Rodríguez, 2007).

También se observa que el elemento reportado con el mayor índice de daño es una viga concurrente a la conexión que presentó grietas mayores de 10 cm.

Al aplicar la metodología propuesta también desaparecieron los elementos falsos reportados por Rodríguez (2007) en el entrepiso superior.

En este ejemplo, el total de los elementos identificados como dañados se concentran entre los entrepisos cuatro y seis. Esto concuerda con lo reportado por Trifunac et al. (1999).

Se puede concluir que la metodología propuesta mejoró los resultados de detección de daño para este caso real.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo el MRB fue aplicado para evaluar daño en dos edificios con comportamiento de cortante (diez y cinco niveles), considerando ISE, sin contar con información modal base. Tres casos de daño fueron estudiados para cada edificio, analizando para cada uno de ellos la condición de base empotrada, base flexible y dos casos de Función de Transferencia FT-CL y FT-BC.

El daño se simuló disminuyendo la rigidez para algunos de los niveles del modelo. Se concluye que el MRB identificó en todos los casos los elementos dañados. Cuando se analizaron modelos con base rígida, la localización de daño se volvió más precisa, reportando menos elementos falsos. También, usando la condición empotrada la magnitud de daño fue sobre estimada, dejando los resultados del lado de la seguridad.

Con base en los resultados se recomendó deconvolucionar las señales para despreciar la influencia del suelo y así obtener mejores resultados de daño.

Debido a esta recomendación se aplicaron las dos FT propuestas para eliminar los efectos de sitio y los efectos ISE. Seis modelos fueron estudiados, usando para tres de ellos FT de la estructura con el movimiento de campo libre (FT-CL) y los tres restantes mediante FT de la estructura con el movimiento horizontal en la base de la cimentación (FT-BC).

Para todos los casos de daño ambas FT mejoraron los resultados con respecto a los obtenidos con señales sin deconvolucionar, en lo que a localización de daño respecta. Por lo anterior se recomienda el uso de FT, pues elimina la posibilidad de que el método arroje elementos falsos.

Además, para la mayoría de los casos ambas FT sobre estimaron el daño, poniendo a los resultados del lado de la seguridad.

Con base en los resultados se concluye que es recomendable el uso de FT para limpiar la señal y eliminar los componentes frecuenciales propios de la excitación, los efectos de sitio y los efectos ISE cuando se usan señales simuladas.

Para evaluar la eficiencia del método ante un caso real se estudió un edificio de concreto reforzado de siete niveles ubicado en Van Nuys, California. Este edificio resultó dañado durante el sismo de Northridge en enero de 1994.

Usando los registros de aceleración tomados durante la réplica del 10 de marzo de 1994 se calcularon las FT entre cada punto medido en la estructura y un registro tomado en el terreno cercano a la estructura.

Se identificaron las dos primeras frecuencias y formas modales del sistema y se usaron para identificar daño, usando el MRB. Los resultados obtenidos son comparados con los reportados por Rodríguez (2007), en los que se estudió el mismo problema usando señales sin deconvolucionar. La localización y magnitud de daño fue comparada también con lo reportado por Trifunac et al. (1999) en su reporte por inspección visual.

Usando la metodología propuesta, se identificaron las cinco zonas que presentaron anchos de grieta mayores que 5cm. Además se eliminaron los elementos falsos reportados en el último entrepiso.

Se detectaron como dañados además dos elementos convergentes a una de las zonas con grietas menores de 1cm que no habían sido identificados al usar señales sin deconvolucionar.

Se concluye que la metodología propuesta mejora los resultados de detección de daño en casos de estudio reales.

REFERENCIAS

Avilés J (1991), “**Análisis sísmico de sistemas suelo-estructura: Interacción en el modo fundamental y los modos superiores**”, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Informe IIE/42/2843/I 02/F JAL.

Barroso, L. y Rodríguez, R. 2004. “**Damage detection of a benchmark structure without baseline information.**” ASCE Journal of Engineering Mechanics, 130(2), p. 142-151.

Baruch, M. y Bar Itzhack, I.Y. 1978. “**Optimal weighted orthogonalization of measured modes.**” American Institute of Aeronautics and Astronautics, 16(4), p. 346-351.

Brincker, R., Zhang, L. y Andersen, P. 2000. “**Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition.**” 18th International Modal Analysis Conference (IMAC XVIII), 625-630, San Antonio, Texas.

Escobar, J.A., Sosa, J.J. y Gómez, R. 2005. “**Structural damage detection using the transformation matrix.**” Computers and Structures 83, p. 357-368.

Fernández L y Avilés J (2008), “**Efectos de interacción Suelo-Estructura en Edificios con Planta Baja Blanda**”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 79, pp. 71-90.

García, J, Rodríguez R y Escobar J.A (2010), “**Detección de daño en un edificio a escala utilizando el método de rigideces base.**” XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural (XVII CNIE), León, Gto.

Gazetas G (1983), “**Analysis of machine foundation vibrations: state of the art**”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, pp. 2-42.

Gazetas G (1991), “**Foundation vibrations, Foundation Engineering Handbook**” Ed. H Y Fang, Van Nostrand Reinhold, Nueva York.

Gazetas G, Fan K, Kaynia A y Kausel E (1991), “**Dynamic interaction factors for floating pile groups**”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, pp. 1531-1548.

Juárez H, et al. (1996), “**El sismo del 9 de octubre de 1995 en Manzanillo, Colima**”.

Kausel E, Whitman R V, Morray J P y Elsabee F (1978), “**The spring method for embedded foundations**”, Nuclear Engineering and Design, Vol. 48, pp. 377-392.

Murià D, Rodríguez G (2002), “**Análisis de los registros sísmicos obtenidos de 1993 a 1998 en el edificio Jal**”, Series del Instituto de Ingeniería, Vol. 628.

Pérez-Rocha L y Avilés J (2007a), “**Análisis de daño en estructuras con apoyo flexible**”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 77 p. 89-111.

Pérez-Rocha L y Avilés J (2007b), “**Damage analysis of structures on elastic foundation**”, Journal of structural engineering Vol. 133, p. 1435-1461.

Pérez-Rocha L y Avilés J (2008), “**Soil-structure Interaction and damage analysis using strength reduction factors**”, 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India.

Rodríguez R, (2002). “**Stiffness-mass ratio method for baseline determination and damage assessment of a benchmark structure**”. Tesis de maestría, Texas A&M University.

Rodríguez R, (2007). “**Seguimiento y detección de daño estructural en edificios sin parámetros modales base**”. Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México.

Rodríguez R, Escobar JA y Gómez R. (2009). “**Damage location and assessment along structural elements using damage submatrices**”. Journal of Engineering Structures; 31(2): 475-486.

Rodríguez R, Escobar JA, Gómez R. (2009). “**Damage detection in instrumented structures without baseline modal parameters**”. Journal of Engineering Structures; 32(6): 1715-1722.

Schanz T, Lankov R (2008), “**Coupled Site and Soil-Structure Interaction Effects with Application to Seismic Risk Mitigation**”, Proceeding of the NATO advanced research workshop on coupled site and soil-structure interaction effects with application to seismic risk mitigation, Borovets, Bulgaria.

Servicio Sismológico Nacional, Instituto de Geofísica UNAM

Sieffert J-G y Cevaer F (1992), “**Handbook of Impedance Functions**”, Ouest Editions, France.

Stewart, J.P, y Fenves G.L. (1998), “**System identification for evaluating soil-structure interaction effects in buildings from strong motion recordings**”, Earthquake Engineering and Structures. Dynamics; 16, 1-21.

Stewart, J.P, Fenves G.L y Seed R (1999), “**Seismic Soil-Structure Interaction in buildings. I: Analytical aspects**”, Postprints, UC Los Angeles, 1999.

Todorovska M (2002), “**Full-scale Experimental Studies of Soil-Structure Interaction**”, Journal of Earthquake Technology; Artículo Núm. 442, Vol. 39: 139-165.

Whitman R V y Bielak J (1980), “**Design Earthquake Resistant Structures: Foundations**”, Ed. E. Rosenblueth, Pentech Press, Inglaterra.

Wolf J P (1985), “**Dynamic Soil-Structure Interaction**”, Prentice-Hall, Nueva Jersey.