



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**MEDICIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL EDIFICIO DE LA
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN MULTIDISCIPLINARIA**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :
LUIS ALBERTO GONZÁLEZ CERVANTES

TUTOR:
DR. DARÍO RIVERA VARGAS

FEBRERO, 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	ING. CARLOS ARCE LEÓN
Secretario:	DR. DARÍO RIVERA VARGAS
Vocal:	DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN
1 ^{er} . Suplente:	ING. MARTÍN SÁNCHEZ MUÑOZ
2 ^{do} . Suplente:	ING. LUIS NUÑEZ QUIROZ

Lugar donde se realizó la tesis:

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. DARÍO RIVERA VARGAS

ÍNDICE

Agradecimientos	5
Introducción	6
Antecedentes	6
Planteamiento del problema.....	7
Objetivo y alcance.....	8
Contenido del trabajo.....	8
CAPÍTULO 1. Descripción de la estructura.....	9
1.1 Ubicación.....	9
1.2 Estructuración	12
CAPÍTULO 2. Modelo numérico del edificio	16
2.1 Programa SAP2000.....	16
2.2 Modelo y análisis dinámico de la estructura.....	17
2.2.1 Periodo natural de vibración.....	18
2.2.2 Modelo UIM-A.....	22
2.2.3 Modelo UIM-B.....	24
2.2.4 Comparación de los modelos representativos UIM-A y UIM-B.....	26
2.3 Recomendaciones para la ubicación de acelerómetros	28
CAPÍTULO 3. Teoría del análisis de señales.....	29
3.1 Introducción a las pruebas de vibración ambiental.....	30
3.2 Señales	31
3.3 Corrección de línea base	32
3.4 Filtrado de señales.....	32
3.5 Espectro de Fourier	33
3.6 Cociente espectral	34
3.7 Amortiguamiento	34

CAPÍTULO 4. Vibración ambiental del edificio	37
4.1 Ubicación de los acelerómetros	37
4.2 Descripción del equipo de medición.....	39
4.3 Campaña de medición.....	42
4.4 Organización de los registros.....	42
CAPÍTULO 5. Análisis de los registros.....	45
5.1 Procesamiento de señales.....	45
5.2 Análisis de señales en el dominio de la frecuencia.....	53
5.2.1 Cálculo de espectros de Fourier y cociente espectral	53
5.2.2 Periodos medidos.....	56
5.2.3 Formas modales.....	58
5.2.4 Comparación de periodos medidos y analíticos	61
5.3 Amortiguamiento medido	61
5.4 Implicaciones en el análisis y diseño sísmico de edificios	73
CAPÍTULO 6. Evaluación de la respuesta sísmica del edificio de la UIM	74
Conclusiones.....	89
Referencias	90
Anexo fotográfico.....	92

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Ana Lilia y Gregorio, les agradezco por ser mis mentores, porque siempre han sido un gran ejemplo para mí sin importar los buenos y malos momentos, son mi mayor orgullo en la vida. Les dedico este trabajo fruto de años de esfuerzo y les prometo que este es solo el comienzo.

A mi hermana, Dulce, recuerda que nunca hay que darse por vencidos, al final del camino siempre habrá una recompensa por todo el esfuerzo. Lucha por tus metas que siempre estaré para apoyarte.

A mi novia, Laura, gracias por tu apoyo y compañía en el inicio de este proyecto que comencé cinco años atrás. Recuerda que somos un gran equipo en todos los sentidos. Te amo.

A mi asesor, Dr. Darío Rivera, le agradezco por haberme dado la oportunidad de desarrollar conocimientos tanto en la Ingeniería Civil como fuera de ella.

A mis profesores, que sin importar que tan buenos fueran, siempre hubo cosas que aportaron para mi formación profesional. Un agradecimiento especial para: Ing. Carlos Arce, Dr. Fernando Peña, Dr. Darío Rivera, Ing. Martín Sánchez y el Ing. Luis Núñez por su profesionalismo y gran dedicación a la docencia.

A mí amada Facultad de Estudios Superiores Acatlán, ya que aquí no solo aprendí de la Ingeniería Civil, sino también de la vida. Pondré muy en alto tu nombre y espero retribuirte lo mucho que me has brindado.

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

El estudio de los fenómenos naturales tales como los sismos se ha dado desde el inicio de la humanidad misma, en consecuencia, la sismología es la ciencia encargada del estudio de los terremotos y su propagación de ondas generadas, tanto al interior como en la superficie terrestre. Así mismo, se le nombra sismo o terremoto a los movimientos del terreno originados debido a la liberación de energía interna de la Tierra con el movimiento de las placas tectónicas y de erupciones volcánicas (Herráiz, 1997).

Los sismos han representado un peligro para los asentamientos humanos a lo largo de la historia, éstos están vinculados a diversos orígenes como pueden ser: tectónico y volcánico. En el país los sismos son motivo de prevención, ya que toda la zona del Pacífico mexicano está expuesta a la continua interacción entre la Placa de Cocos y la Placa del Pacífico, sin olvidar que México también forma parte del eje neo volcánico que se extiende por la parte centro del país.

Los sismos ocurridos en septiembre de 1985 son los que mayor impacto social han tenido en el país, de tal forma que despertó nuevamente el interés de la comunidad de ingenieros, científicos y especialistas atraídos por el estudio de movimientos telúricos y sobre el efecto que éstos causan sobre las edificaciones (Fuentes, 1997) como lo son: puentes, edificios, conjuntos habitacionales, oficinas, centros comerciales, recintos religiosos, teatros, bibliotecas, hospitales, entre otros.

Las zonas con mayor afluencia de personas se encuentran en el Distrito Federal y los municipios aledaños; por dicha ubicación, Naucalpan de Juárez se encuentra expuesto a la sismicidad que afecta a la región central del país, ya que sus edificaciones pueden estar expuestas a cierto nivel de riesgo, tal como se comenta en el estudio de Rivera *et. al.* (2011).

Por tal motivo, es importante seguir profundizando sobre los criterios de análisis y diseño sísmico ante las innovaciones constructivas que se han estado implementando sobre las edificaciones en años recientes, como es el caso de la Unidad de Investigación Multidisciplinaria (UIM), la cual se caracteriza por tener una estructuración híbrida, es decir, una combinación de una estructura metálica con elementos estructurales de concreto

reforzado. Además, se requiere conocer la respuesta sísmica de edificios en entidades diferentes al Distrito Federal, puesto que dicho reglamento carece de una extensa investigación al respecto.

Ante esta posibilidad de riesgo en la seguridad estructural de los edificios del municipio de Naucalpan, se hace imprescindible conocer la respuesta sísmica de los mismos, para ellos hay que estimar sus principales propiedades dinámicas, como son: periodo de vibración, forma modal y amortiguamiento; con el objetivo de poder realizar una evaluación más precisa acerca de su desempeño estructural ante sismos de diferente intensidad. En este sentido, los trabajos de instrumentación dinámica de las estructuras son muy importantes para obtener las propiedades antes mencionadas.

Dentro de estos trabajos de instrumentación se tienen las referidas a las mediciones de la respuesta dinámica durante la ocurrencia de un sismo. Sin embargo, si no se desea esperar la excitación del edificio a causa de un movimiento telúrico se dispone de las pruebas de vibración ambiental, las cuales se han convertido en métodos cada vez más comunes para registrar los movimientos vibratorios de pequeña amplitud, es decir, vibraciones propias del uso normal de la edificación, al tránsito de vehículos, al viento u otras fuentes que sean agentes excitatrices ambientales.

Las pruebas de vibración ambiental se realizan con base en la colocación de acelerómetros ubicados en lugares estratégicos y representativos de la estructura para el procesamiento de señales. Para ello, es conveniente realizar en primera instancia un modelo numérico, el cual ayudará a visualizar los puntos y lugares en los que es favorable colocar los instrumentos de medición.

Planteamiento del problema

Debido a que todos los estudios sobre el diseño sísmico de edificios se han enfocado a las condiciones de sismicidad de la Ciudad de México, se desconoce con toda precisión cómo es la respuesta sísmica de las construcciones ubicadas en otras entidades de la República Mexicana, tal como el Estado de México, la cual se encuentra expuesta a la actividad sísmica y se tiene una alta densidad poblacional que se puede ver afectada por un mal comportamiento de las mismas.

Además, se han desarrollado nuevos esquemas estructurales, como las construcciones híbridas, en las que se combina el acero estructural y el concreto reforzado, cuyas recomendaciones de diseño por sismo no están explícitas en los reglamentos de construcción, por lo que se tiene la incertidumbre sobre su desempeño estructural bajo la acción del mismo.

Por lo anterior, es conveniente llevar a cabo un estudio sobre la respuesta dinámica medida en un sistema constructivo de esta naturaleza, así como evaluar su seguridad estructural ante los sismos característicos que se puedan presentar en una región del Estado de México, como en el municipio de Naucalpan.

Objetivo y alcance

En el presente trabajo se hace una comparación entre las propiedades dinámicas medidas mediante pruebas de vibración ambiental y las obtenidas con base en un modelo numérico utilizando uno de los programas estructurales más comerciales para el diseño y análisis dinámico estructural, tal como SAP2000. El objetivo principal de esta investigación consiste en medir la respuesta dinámica del edificio de la UIM de la Facultad de Estudios Superiores Acatlán (FES Acatlán), con base en mediciones de vibración ambiental, a fin de obtener las propiedades dinámicas tales como: formas modales, periodos y amortiguamiento de la estructura híbrida en cuestión.

Contenido del trabajo

La parte introductoria de este trabajo de investigación pretende plantear la problemática que existe sobre la medición de las propiedades dinámicas del edificio bajo estudio, así como una descripción del objetivo y alcance. En el capítulo siguiente, se describen la ubicación y los parámetros estructurales con los que está construido dicho edificio. En el segundo capítulo se realiza una breve descripción del programa de diseño estructural que se utiliza y de las consideraciones que se hicieron para la elaboración de los modelos numéricos cuyos resultados sirvieron para indicar la recomendación para la ubicación de los acelerómetros.

En el tercer capítulo se tiene como objetivo revisar los conceptos fundamentales del análisis de señales, enfocado a las pruebas de vibración ambiental. De manera que en el siguiente capítulo se describen las características del equipo de medición, la campaña de medición y la organización de los registros obtenidos a partir de las pruebas citadas. Consecuentemente, en el quinto capítulo, se hace una breve descripción del proceso y análisis de los registros obtenidos con base en la teoría del análisis de señales. Por último, se realiza una evaluación de la respuesta sísmica del edificio, de acuerdo a lo obtenido en los capítulos anteriores, abriendo paso a las conclusiones finales, comentando las propiedades dinámicas del edificio, así como las recomendaciones estructurales y de diseño.

CAPÍTULO 1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

1.1 Ubicación

El edificio de la UIM de la FES Acatlán se encuentra en la zona Norponiente del valle de México, en el municipio de Naucalpan, Estado de México (Figura 1.1). Se ubica entre las avenidas Alcanfores y San Juan Totoltepec, en la colonia Santa Cruz Acatlán. Dentro de la Facultad, la UIM se localiza cerca de la entrada sur tal como se muestra en la figura 1.2.

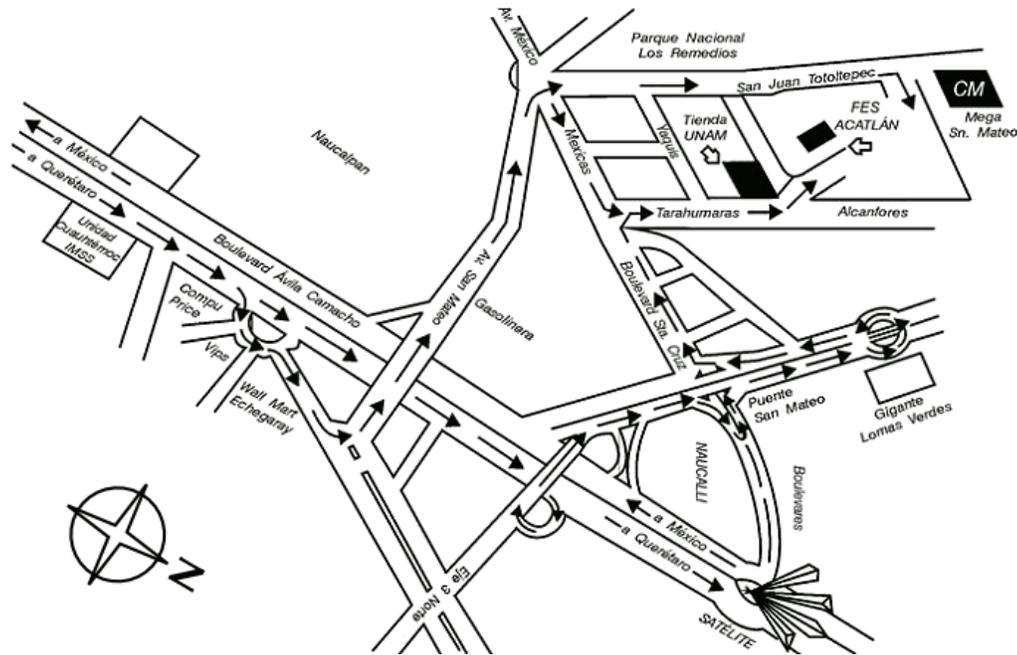


Figura 1.1 Ubicación de la FES Acatlán

PLANO DE LA FACULTAD
Acceso por Av. San Juan Totoltepec

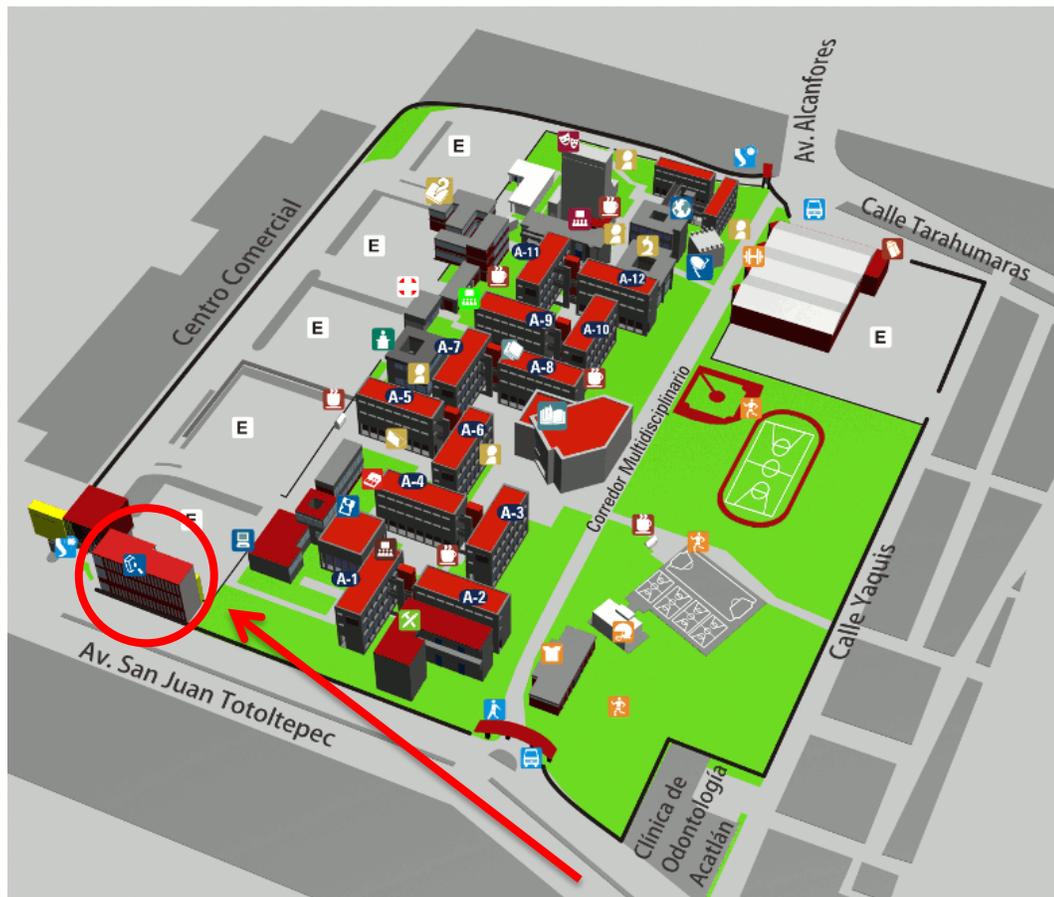


Figura 1.2 Ubicación de la UIM dentro de la FES Acatlán

De acuerdo con el trabajo de Rivera, *et. al.* (2011), el suelo sobre el cual se desplanta el inmueble de la UIM corresponde a un suelo firme el cual está constituido por estratos de arcilla y limo superficiales que cubren depósitos de arcilla volcánica con intercalaciones de arena limosa y arcillosa. De igual manera, el tipo de suelo de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-Sismo) es tipo I. La figura 1.3 muestra la localización del edificio de la UIM.

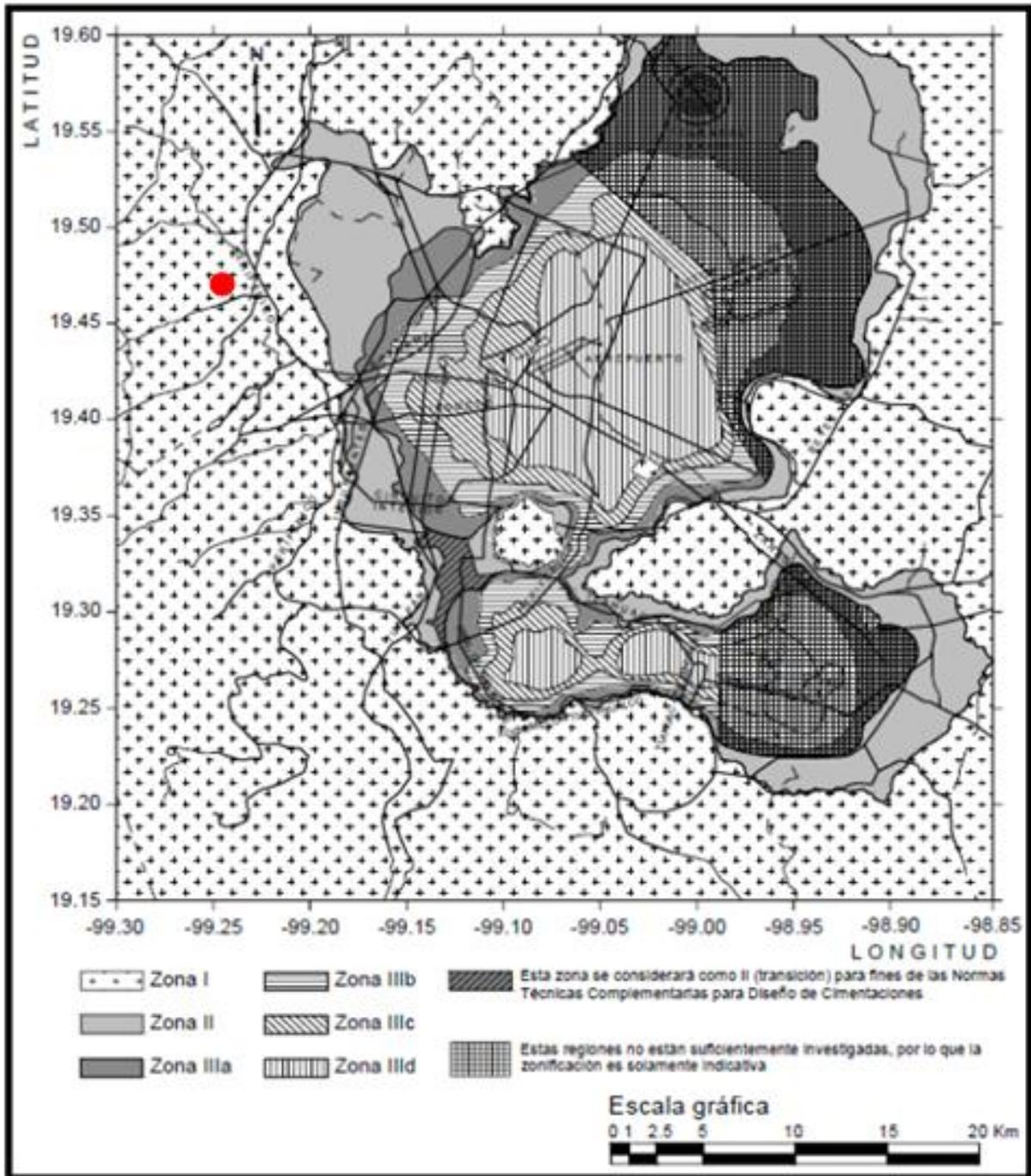


Figura 1.3 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo (NTC-Sismo, 2004)

1.2 Estructuración

La edificación se puede dividir en dos cuerpos. El primero, por su uso, está dedicado a oficinas, auditorios y salas de juntas. El segundo, está destinado a salas de juntas y en su mayoría a laboratorios, donde se manejan sustancias peligrosas, de ahí la importancia de la estructura, además de corresponder a una institución educativa.

El segundo cuerpo, denominado edificio A (Figura 1.4), es el objeto de estudio de esta investigación dada la importancia que tiene, destinado diversas áreas a laboratorios. Consta de tres niveles, cada entre piso es de 3.65 m, cuya altura total resulta de 10.95 m. En planta se trata de una geometría rectangular de 15 m de ancho y 56 m de largo. Cabe comentar que se trata de una estructura irregular de acuerdo a las NTC-Sismo (2004); a excepción del tercer entrepiso que es de menor longitud en planta, por lo cual hay una variación de masas y rigidez de este entrepiso con respecto a los demás.



Figura 1.4 UIM edificio "A"

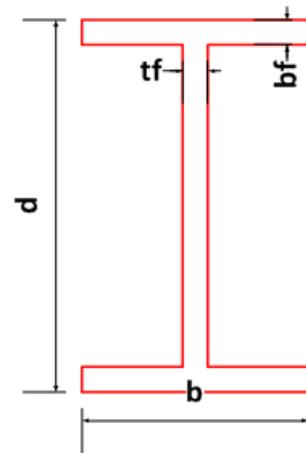
El sistema estructural que prevalece en este edificio es una configuración híbrida, en donde, la estructura principal la conforman traveses metálicas combinadas con columnas de concreto reforzado; prevalecen algunas columnas metálicas en la zona de escaleras. El sistema de piso es de losacero, con espesor de 5 cm de concreto en la zona de compresión.

La edificación, también está constituida por muros de concreto perimetrales y muros divisorios de mampostería en el interior. Es importante mencionar que no se pudo tener acceso a la memoria de cálculo o planos del edificio, por lo cual algunas propiedades mecánicas fueron hipotéticas tratando de que estuvieran lo más cercanas a las que se manejan en este tipo de edificios.

Las dimensiones de las columnas de concreto son de 50 cm x 50 cm, con una resistencia considerada de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$. Para los elementos estructurales metálicos se consideran de acero A-36, cuyas características geométricas se resumen en la tabla 1.1

Tabla 1.1 Características geométricas de elementos estructurales metálicos

Elemento estructural	Dimensiones	
	IR 16 in x 36 lb/ft	
Viga Principal	d = 40.30 cm	tw = 0.75 cm
	b = 17.70 cm	tf = 1.09 cm
	IR 12 in x 19 lb/ft	
Viga Secundaria	d = 30.90 cm	tw = 0.60 cm
	b = 10.20 cm	tf = 0.89 cm
	IR 12 in x 19 lb/ft	
Vigas y columnas principales	d = 31.30 cm	tw = 0.58 cm
(zona escalera y pasillos)	b = 16.60 cm	tf = 0.97 cm
	IR 6 in x 16 lb/ft	
Viga Secundaria	d = 16.00 cm	tw = 0.66 cm
(Escalera)	b = 10.20 cm	tf = 1.03 cm



Las vigas que conciernen a los ejes A1-A6 y J1-J6 (figuras 1.6, 1.7 y 1.8), son vigas compuestas por perfil IR y OR en forma de viga tipo joist como lo muestra la figura 1.5. Los montantes (perfiles OR) son de 3.5 in x 0.25 in y la cuerda inferior es de 4 in x 0.19 in (IMCA, 1987).



Figura 1.5 Viga compuesta de UIM edificio "A"

Los muros de concreto son de 20 cm de espesor con acero de refuerzo en su interior, con una resistencia a la compresión de 250 kg/cm^2 . Los muros de mampostería son de tabique cerámico hueco, esmaltado blanco por ambas caras, sus dimensiones son de 11.5 x 6 x 24 cm, con un peso volumétrico de 1000 kg/m^3 .

Cabe resaltar que los acabados en pisos y muros son en su mayoría acabados aparentes, es decir, que no tienen acabados como yeso o pintura como tal. Para tener mayor claridad sobre la estructuración y la distribución de las vigas principales y vigas secundarias en cada una de las plantas, en las figuras 1.6, 1.7 y 1.8, se observa en el perímetro de la estructura principal las vigas principales y en la parte central las vigas secundarias. Las vigas que se encuentran entre los ejes D-J y 6-10 representan a las vigas de los pasillos y a los sistemas de escalera respectivamente.

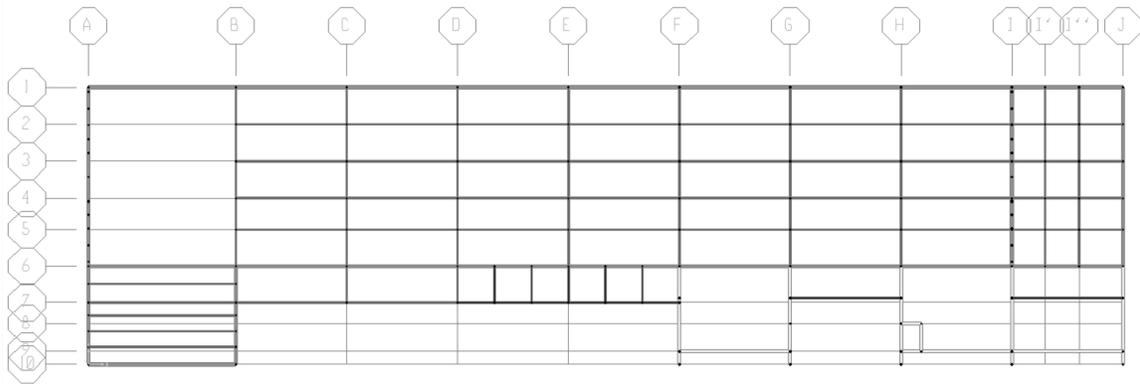


Figura 1.6 Planta de la UIM edificio "A", planta primer nivel

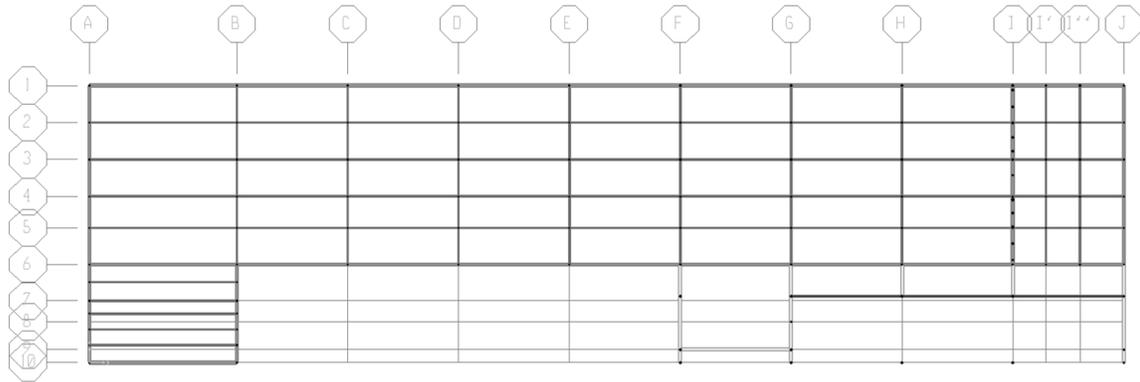


Figura 1.7 Planta de la UIM edificio "A", planta segundo nivel

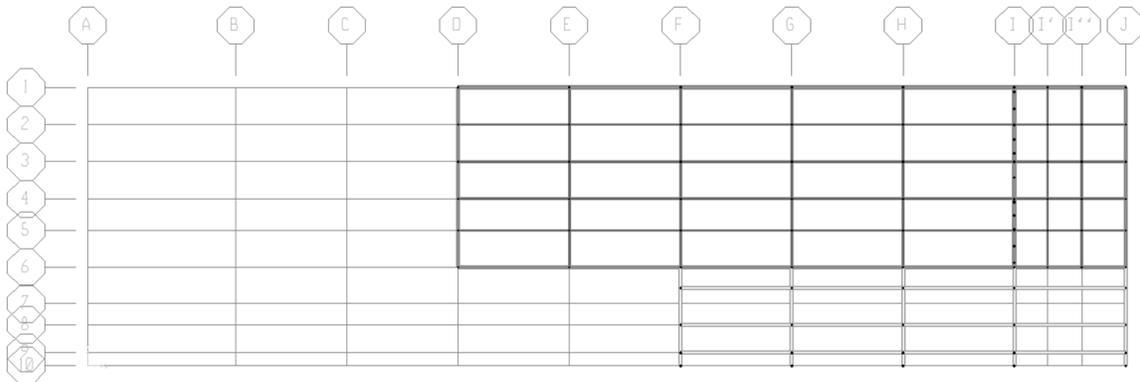


Figura 1.8 Planta de la UIM edificio "A", planta azotea

CAPÍTULO 2. MODELO NUMÉRICO DEL EDIFICIO

2.1 Programa SAP2000

El programa SAP2000 es un software que comúnmente se utiliza en los despachos de ingeniería para el análisis estructural de diversos tipos de edificaciones, además se caracteriza por ser práctico para la interpretación de los resultados. Este programa es un software de la paquetería de Computers and Structures, Inc. para el análisis y diseño estructural por elemento finito. De acuerdo con los tutoriales, el programa es adecuado para modelar estructuras generales incluyendo: puentes, estadios, torres, naves industriales, chimeneas, edificios, presas, partes de maquinarias, entre otras (CSI, 2009).

El objetivo principal del programa SAP2000 radica en ser una herramienta para el diseño y análisis de una estructura, creando un modelo numérico en el cual se define: la geometría, las propiedades, las cargas y los parámetros correspondientes para el análisis que se quiera obtener de la estructura.

Tomando en cuenta que con dicho programa se puede considerar el uso de la teoría de elementos finitos, dicha teoría es un procedimiento que sirve para conocer el estado de esfuerzo y deformación en un medio continuo que puede ser heterogéneo y anisótropo. Básicamente consiste en discretizar el medio mediante elementos y a partir de estos, estudiar el comportamiento de ellos en forma individual, para después acoplarlos y conocer con ellos las condiciones generales en el medio (Deméneghi, 2009).

De esta manera, es conveniente utilizar este programa debido a la facilidad y rapidez para el manejo e interpretación de resultados, además, porque cumple con los requisitos que se necesitan para desarrollar el análisis dinámico. Para obtener una estimación de la respuesta dinámica del edificio bajo estudio, se procedió a elaborar un modelo del mismo a base de elementos barra y empotrado en su base.

2.2 Modelo y análisis dinámico de la estructura

Uno de los parámetros fundamentales para el análisis dinámico de una estructura es la masa, que se relaciona directamente con el peso propio del inmueble y la carga viva. Por consiguiente, es indispensable hacer una buena valoración de dichas cargas. Para estimar las cargas vivas del edificio de la UIM se tomó en consideración las cargas unitarias que recomiendan las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-Criterios y Acciones, 2004), las cuales se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Cargas vivas unitarias (NTC-Criterios y Acciones, 2004)

Cargas vivas unitarias, kg/m²			
Destino de piso o cubierta	W	W_a	W_m
Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
Azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100
Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350

Con respecto al análisis de cargas muertas, se consideraron los acabados del sistema de piso y muros respectivos a los observados en el edificio de la UIM. Después de haber realizado el análisis de cargas correspondiente, se procedió a modelar la estructura de acuerdo a los planos, a los datos obtenidos de la estructuración y la distribución de cargas de acuerdo al sistema de piso, a los muros divisorios y a los muros de concreto. En cuanto a los muros de concreto reforzado, se hacen consideraciones especiales que se comentan con detalle en el subcapítulo 2.2.3.

Un aspecto que se tomó en cuenta para modelar el sistema de piso, fue considerar como un elemento infinitamente rígido en su plano por lo que en concepto no sufre deformaciones. En este caso se contempló en el modelado de cada nivel una restricción de tipo diafragma de manera que el programa en cuestión considerará nula la deformación en el plano por cada entrepiso. En la figura 2.1 se muestra una imagen del modelo realizado.

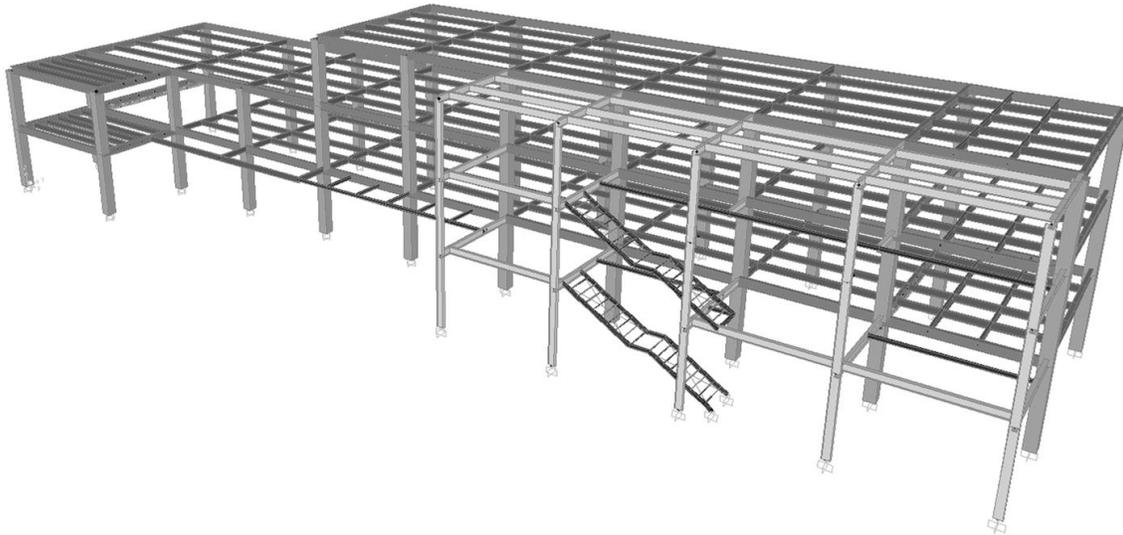


Figura 2.1 Modelo tridimensional de la UIM edificio “A”

En las NTC-Sismo (2004), se contemplan dos métodos de análisis dinámico: el paso a paso y el dinámico modal; para los objetivos de esta investigación se optó por el segundo método al considerar que se puede comparar la respuesta dinámica calculada con la medida de manera más sencilla y rápida, de tal manera se puede reflexionar entorno a varios criterios de análisis y diseño sísmico de edificios.

Debido a lo anterior, se realizó un análisis dinámico modal espectral con el modelo descrito, aunque en principio se procedió a evaluar los periodos de vibración con sus respectivas formas modales para tener una referencia sobre la respuesta dinámica de la estructura y con ello seleccionar la ubicación apropiada de los acelerómetros.

2.2.1 Periodo natural de vibración

El periodo de vibración de una estructura (T) es una de las características dinámicas más importantes que se consideran en el análisis dinámico de cualquier estructura, por lo que depende de dos factores: masa (m) y rigidez (k); la ecuación para obtener el periodo natural de un oscilador de un grado de libertad está dada por:

$$T = 2\pi \sqrt{m/k} \quad (2.1)$$

Para calcular el periodo de vibración de edificios, los cuales se conciben como estructuras de varios grados de libertad se dispone de expresiones matemáticas sencillas, algunas de ellas están en función del número de pisos o altura del edificio. La ecuación más conocida para estimar el periodo fundamental de un edificio es la siguiente:

$$T = 0.1n \quad (2.2)$$

donde, n es el número de pisos que se tiene en el edificio; el valor de 0.1 representa un coeficiente (α), el cual puede variar dependiendo el tipo de estructuración en la edificación. Se han medido en edificios reales sujetos a vibraciones de poca amplitud, periodos que corresponden a un coeficiente que va desde 0.05 para estructuras rígidas con abundancia de muros de concreto o contravientos, hasta 0.20 para estructuras muy flexibles (Bazán y Meli, 2002).

La estimación del periodo natural de vibración para la UIM se calculó para un coeficiente $\alpha=0.20$, debido a que su estructuración está hecha con base en marcos de acero y concreto, considerando que son tres pisos, lo que lo hace considerar como una estructura sumamente flexible (Tabla 2.2). También, se calculó el periodo para una estructuración con muros de concreto ($\alpha=0.05$), estos valores proporcionan una estimación del periodo esperado al obtener los resultados después de hacer el análisis dinámico del modelo UIM-A. Kwon y Kim (2010), proponen diversas fórmulas para diferentes tipos de estructuración, tal como se muestran en la tabla 2.3.

Tabla 2.2 Valores calculados del periodo fundamental en edificios de manera aproximada

Criterio	Marcos de acero T (s)	Muros de concreto reforzado T(s)
Bazán y Meli, 2002	0.60	0.15

Tabla 2.3 Fórmulas para calcular el periodo fundamental en edificios de manera aproximada

Reglamento	Marcos de concreto reforzado	Marcos de acero	Marcos con contravientos	Muros de cortante CR/Mampostería	Otras
UBC-70, 82*				$T_a = \frac{0.05h_n}{\sqrt{D}}$	
BOCA-75					
ATC 3-06				$T_a = \frac{0.05h_n}{\sqrt{D}}$	
	$C_t = 0.025$	$C_t = 0.035$			
BOCA 87*				$T_a = \frac{0.05h_n^\dagger}{\sqrt{D}}$	Ver nota*
	$C_t = 0.030$	$C_t = 0.035$			
			$T_a = C_t h_n^{3/4}$		
UBC-88, 94, 97				$C_t = 0.02$ ó	
Eurocódigo 8	$C_t = 0.030$	$C_t = 0.035$	$C_t = 0.030$	$C_t = \frac{0.1^\lambda}{\sqrt{Ac}}$	$C_t = 0.02$
			$T_a = C_t h_n^{3/4}$		
ASCE 7-98	$C_t = 0.030$	$C_t = 0.035$	$C_t = 0.030^{**}$	$C_t = 0.02$	$C_t = 0.02$
BOCA-96					
	ó, $T_a = 0.10N^\ddagger$		---	---	---
			$T_a = C_r h_n^x$		
NEHRP 03 ^a	$C_r = 0.016$	$C_r = 0.028$	$C_r = 0.030$	$C_r = 0.02$ (M) $C_r = 0.015$ (RC)	$C_r = 0.02$
ASCE 7-02, 05	$x = 0.9$	$x = 0.8$	$x = 0.75$	$x = 0.75$	$x = 0.75$
	ó, $T_a = 0.10N^\ddagger$		---	$T_a = \frac{0.0019h_n^\alpha}{\sqrt{C_w}}$	---

Nota: *El método de Raleigh es sugerido como una fórmula de periodo para todo tipo de estructura en BOCA-87 y UBC-82-97. Como la ecuación no es una función de la geometría y necesita un modelo estructural *a priori*, la ecuación no está incluida en esta tabla.

[†] Para los muros de cortante o marcos exteriores de concreto utilizando la profundidad de las barras y el ancho de las columnas, o ambos, D es la longitud del edificio en ft, dirección paralela a la fuerza aplicada. Para los muros de cortante aislados no interconectados por marcos o por marcos contra venteados, D es la longitud del muro de cortante o del marco contra venteado en dirección paralela a la fuerza aplicada.

[‡] Aplicable a estructuras que no excedan de 12 pisos y una altura no menor a 10 ft.

^a Consultar NEHRP 2003 para la definición de C_w .

^λ Consultar UBC-94 para la definición de Ac .

^{||} El Eurocódigo 8 sugiere usar $T_a = 2\sqrt{d}$, donde d es el desplazamiento lateral en la parte superior del edificio en m. Como la ecuación no es una función de la geometría y necesita un modelo estructural *a priori*, la ecuación no está incluida en esta tabla.

** BOCA-96 permite el uso de $C_t = 0.030$.

La deducción de las ecuaciones presentadas en la tabla 2.3, se hizo en la instrumentación continua y permanente de 170 edificios en California, desde 1972. A pesar de que las fórmulas ayudan a estimar el periodo fundamental de cualquier edificación, no dejan de ser operaciones empíricas que varían con respecto a cada caso de estructuración particular que se tenga. Un ejemplo, es la estructuración de la UIM, la cual tiene muros de concreto reforzado, así como una gran cantidad de vigas metálicas lo que resulta en un sistema estructural combinado entre concreto y acero.

Las fórmulas de la tabla 2.3 se pueden aplicar y considerar en dos casos para la estructura de la UIM, una para el modelo denominado UIM-A (marcos de acero-concreto) y otro para el modelo UIM-B (muros de concreto reforzado). Aplicando las expresiones correspondientes a la primera columna se puede obtener la estimación del periodo fundamental de la estructura considerando que solo son marcos de acero, de igual forma se puede hacer lo propio con la incorporación de muros de concreto reforzado. Los resultados al respecto se muestran en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Cálculo del periodo fundamental del edificio de la UIM

Criterio	Marcos de acero	Muros de concreto reforzado
	T (s)	T(s)
UBC-70, 82	0.30	0.42
BOCA-75		
ATC 3-06	0.21	0.42
BOCA 87	0.21	0.42
UBC-88, 94, 97	0.21	0.29
Eurocódigo 8		
ASCE 7-98	0.21	0.29
BOCA-96	0.30	
NEHRP 00, 03	0.49	0.22
ASCE 7-02, 05	0.30	

La longitud de los muros de concreto reforzado que predomina en la UIM es 5.50 m. Para ambos modelos (UIM-A y UIM-B) los resultados se ven afectados debido al sistema estructural que se presenta y en lo particular a la abundancia de muros de concreto que se tiene en el edificio, por lo que los resultados de la estimación del periodo que se pueden considerar para este inmueble serán los que más se aproximen a los modelos realizados por el programa SAP2000.

Debido a los resultados obtenidos de las fórmulas utilizadas en la tabla 2.4, se considera que las ecuaciones que más se acomodan al edificio de la UIM son los del criterio NEHRP 00, 03 y UBC-70, 82, para una estructuración conformada por marcos de acero y para otra a base de muros de concreto reforzado, respectivamente.

2.2.2 Modelo UIM-A

En el modelo UIM-A no se consideró la inclusión de los muros de concreto y de mampostería, por lo que solamente fueron contemplados sus pesos pero no su rigidez lateral, de esta manera el modelo numérico es a base de elementos barra representando a vigas y columnas (Figura 2.2). El peso de las pequeñas losas que integran los escalones en la zona de las escaleras también se considera para obtener un resultado más cercano a la realidad.

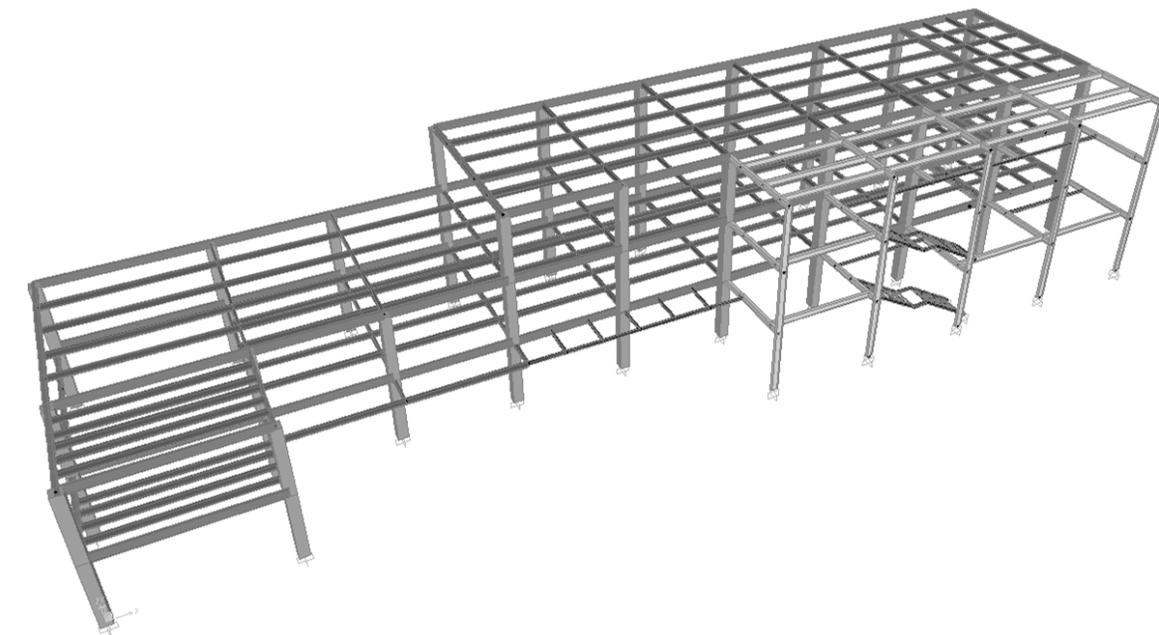
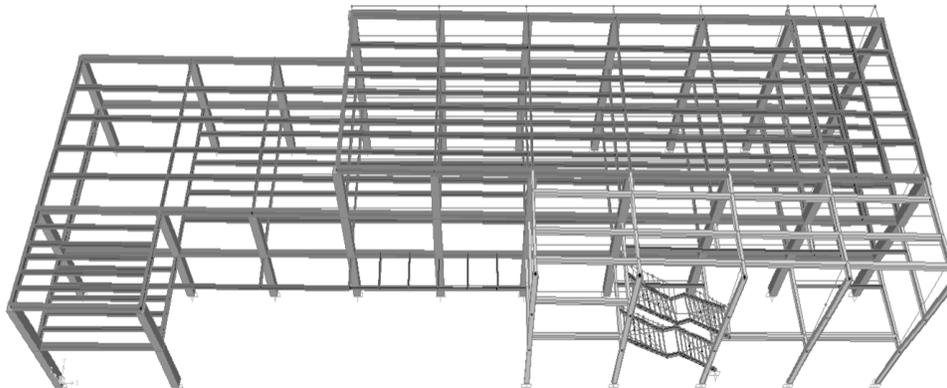


Figura 2.2 Modelo tridimensional UIM-A

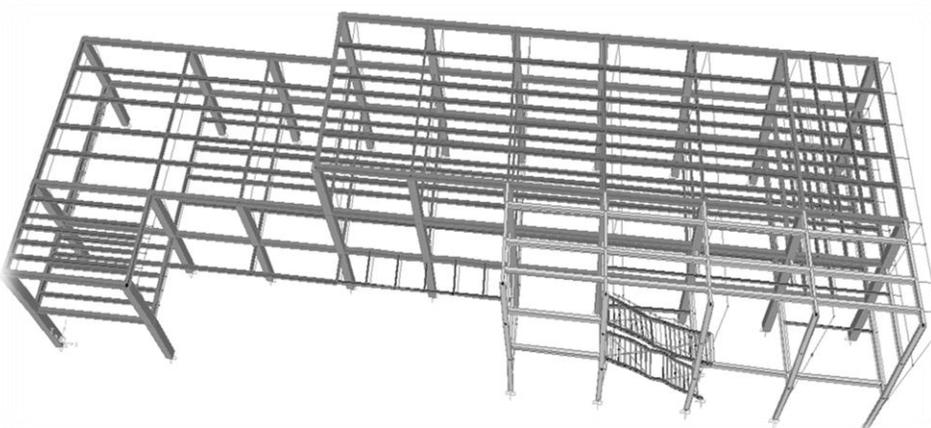
Con el análisis dinámico del modelo UIM-A, se obtuvieron las formas modales, periodos y frecuencias correspondientes a las tres primeras formas modales de la estructura. El primer modo de vibrar (Figura 2.3), se caracteriza por un movimiento de traslación en la dirección corta del edificio, cuyo periodo de vibración es de 1.12 s.



$$T_1 = 1.12 \text{ s}$$

Figura 2.3 Primer modo de vibrar del modelo UIM-A

En la segunda forma modal existe un desplazamiento lateral, pero a diferencia de la primera forma modal, es en la dirección larga de la planta del inmueble con un periodo de vibración de 0.74 s (Figura 2.4). El periodo disminuye aceptablemente considerando que en el sentido largo del edificio existen más vigas y algunas de ellas con mayor peralte lo que ofrece mayor rigidez que en el otro sentido de la estructura.



$$T_2 = 0.74 \text{ s}$$

Figura 2.4 Segundo modo de vibrar del modelo UIM-A

El tercer modo corresponde a un movimiento de torsión en la planta del edificio, tal como se muestra en la figura 2.5. Esta forma modal se explica como un giro que se presenta alrededor del eje z cuyo periodo es de 0.66 s. El periodo se ve disminuido con respecto a la forma modal anterior, pero sin tener una variación tan grande como la que se dio del primer al segundo modo.

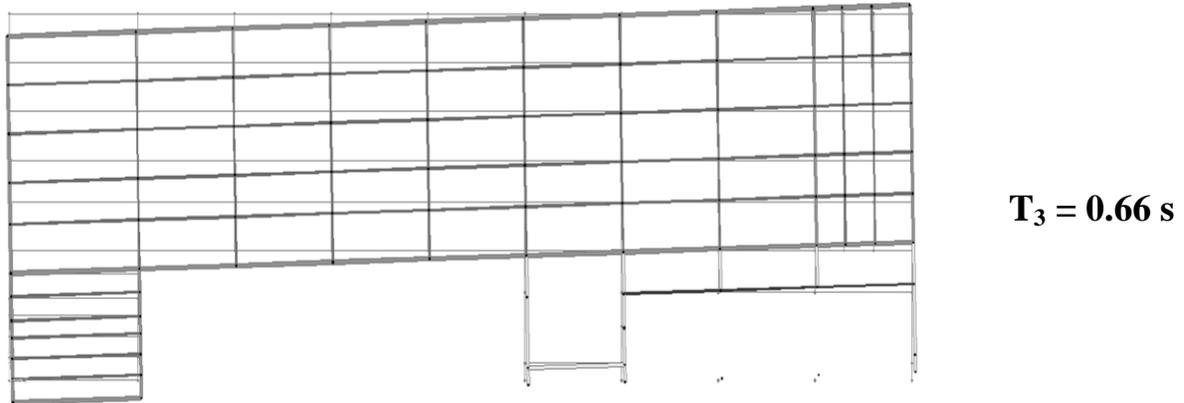


Figura 2.5 Tercer modo de vibrar del modelo UIM-A

2.2.3 Modelo UIM-B

En el modelo UIM-B se incorporan los muros de concreto reforzado, por lo que se considera la rigidez que aporta al sistema estructural (Figura 2.6). Cabe mencionar que para este modelo los muros se modelaron como elementos placa dentro del programa SAP2000.

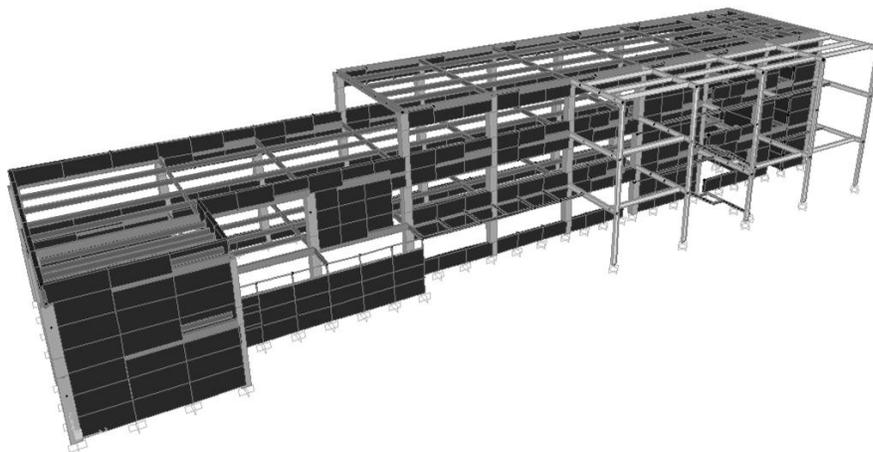


Figura 2.6 Modelo tridimensional de la UIM considerando los muros de concreto

Un aspecto importante que se consideró en el modelo fue la de fraccionar los muros en áreas, con el propósito de que exista una conexión entre los elementos placa (muros de concreto) y los elementos barra (vigas y columnas), con ello también se ajusta a los desplazamientos en cada uno de los marcos que se forman y a la representación en cada una de las formas modales. También se empotró los muros de concreto en la base del edificio, debido a que no se consideró la interacción suelo-estructura, debido al tipo de suelo existente en el lugar.

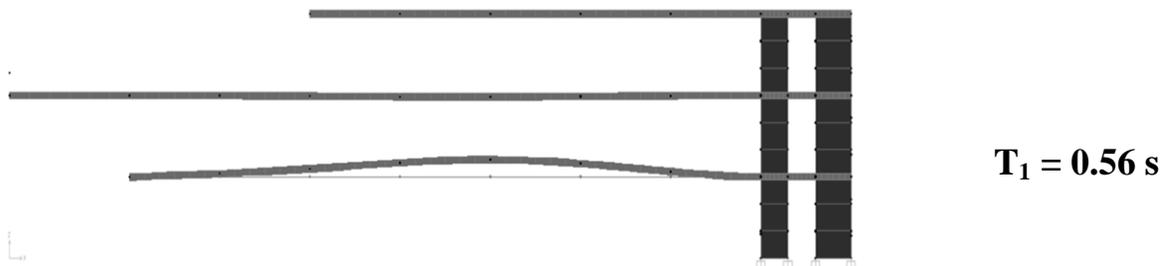


Figura 2.7 Primer modo de vibrar del modelo UIM-B (Vista sobre el eje 4A – 4J)

En la primera forma modal del modelo UIM-B (Figura 2.7), se puede observar un movimiento en el sentido vertical en las vigas del primer entrespacio con un periodo de vibración de 0.56 s, ya que los muros rigidizan considerablemente los movimientos en forma longitudinal y transversal del edificio.

El segundo modo (Figura 2.8), refleja un pequeño movimiento de torsión en las escaleras, pero aún sigue siendo más significativa la forma de vibrar en el sistema de entrespacio del primer nivel ($T_2=0.55$ s). Cabe mencionar que el periodo es relativamente similar entre el primer y el segundo modo, además, el movimiento se sigue presentando en el sentido vertical de la losa.



Figura 2.8 Segundo modo de vibrar del modelo UIM-B (Vista sobre el eje 4A – 4J)

En el tercer modo (Figura 2.9), existen desplazamientos en el sentido vertical en el segundo nivel, cabe señalar que estos desplazamientos son significativos en las vigas secundarias que se encuentran en la parte central del edificio, no así en las vigas primarias, en donde, los muros de concreto le proporcionan rigidez a la estructura evitando desplazamientos significativos en estas zonas. El periodo del tercer modo es de 0.54 s.

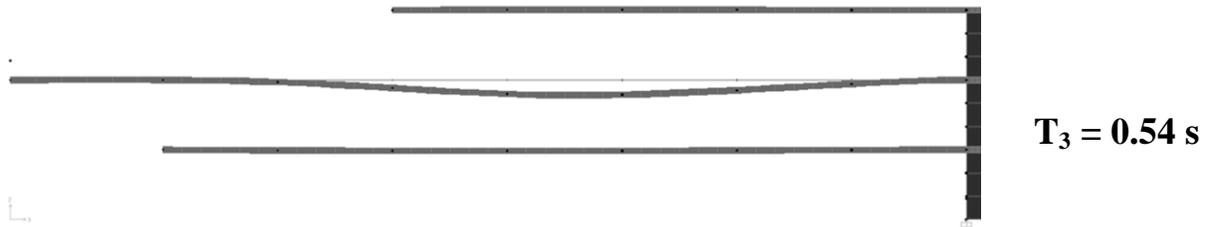


Figura 2.9 Tercer modo de vibrar del modelo UIM-B (Vista sobre el eje 4A – 4J)

2.2.4 Comparación de los modelos representativos UIM-A y UIM-B

En la tabla 2.5 se muestran los valores obtenidos de los periodos de vibración correspondientes a cada una de sus formas modales para los modelos UIM-A y UIM-B, de igual manera se exhibe el resultado de la estimación del periodo para cada modelo, respectivamente.

Se tiene que profundizar en estudios y mediciones para estimar el periodo de una estructura como la que se estudia, ya que se puede observar en la tabla 2.5 que las ecuaciones para la estimación del periodo no son de gran utilidad para este tipo de estructuración, por lo que no representan el periodo real del edificio. Además, los valores de periodo entre el modelo UIM-A y UIM-B, obtenidas con el programa de diseño estructural, distancian entre sí debido a que no representan la misma forma modal.

De esta manera, se toma en consideración que el modelo numérico que más relación tiene con la realidad es el UIM-A y esto podrá averiguarse con el análisis de señales derivado de las pruebas de vibración ambiental.

Tabla 2.5 Comparación de los periodos de vibración calculados con diferentes criterios en segundos

Modelo	Bazán y Meli, 2002	Tabla 2.4	Número de forma modal	Periodo obtenido con el SAP2000
UIM-A	0.60	0.49	1	1.12
			2	0.74
			3	0.66
UIM-B	0.15	0.42	1	0.56
			2	0.55
			3	0.54

2.3 Recomendaciones para la ubicación de acelerómetros

En relación a lo observado en el análisis estructural y derivado de las formas modales del edificio, se pudo determinar un arreglo y distribución de los acelerómetros para obtener las propiedades dinámicas deseadas. De esta manera, se consideró viable que los acelerómetros se colocaran en los puntos extremos y por lo menos uno al centro geométrico de cada planta de la UIM; debido a lo anterior, poder captar los movimientos de las formas modales y los periodos de los mismos.

En primer lugar los sensores o los acelerómetros deben colocarse en lugares en los que el acceso, montaje y desmontaje de los mismos no represente mayores complicaciones; otro punto importante es el tener en claro las direcciones N-S, E-W y Vertical, en el caso del edificio de la UIM, las direcciones Longitudinal (L), Transversal (T) y Vertical (V) del inmueble, para que la interpretación de las señales corresponda a la orientación de dichas direcciones en los sensores; quizá un punto importante y en ocasiones despreciable es que cada uno de los sensores esté correctamente nivelado sobre todo para que las mediciones sean las correctas y no se obtengan resultados erróneos.

Es relevante destacar que los acelerómetros no se deben mover una vez colocados en el sitio correspondiente para el cual se van a realizar las mediciones, a su vez, no es recomendable mover los acelerómetros hasta que se hayan obtenido los registros deseados.

También fue conveniente colocar aparatos en un mismo sitio, pero en distinto nivel, de esta manera tener mediciones en elevación del edificio y corroborar algunas mediciones que se presentan en la distribución de los aparatos en cada nivel.

CAPÍTULO 3. TEORÍA DEL ANÁLISIS DE SEÑALES

En este capítulo se describe brevemente cada uno de los conceptos básicos a considerar para el análisis de las señales en las pruebas de vibración ambiental, así como el proceso y los algoritmos aplicados. Para el análisis de señales que se producen en una vibración aleatoria, es necesario recurrir a herramientas matemáticas que permiten manejar la información de manera que su interpretación física no resulte complicada. Así se han desarrollado diferentes técnicas de análisis de señales para una mejor interpretación de los registros provenientes de estructuras instrumentadas.

Existen diversas técnicas que facilitan la identificación de propiedades dinámicas a partir del análisis de registros sísmicos, bien sea con análisis en el dominio del tiempo o en el dominio de la frecuencia (Rivera, 2005). Cabe resaltar que se debe tener cuidado en los métodos que se utilizan, así como en las hipótesis propuestas, ya que no todas tienen el éxito deseado para la obtención de resultados acordes al análisis de señales sísmicas o de vibración ambiental.

El procesamiento de señales involucra una gran cantidad de conocimientos en las matemáticas, en el análisis de las señales se efectúan operaciones computacionales, de transformación y de filtrado, las cuales necesitan del entendimiento de la teoría del análisis de señales para la interpretación de los resultados.

Para su estudio el procesamiento digital de señales, de acuerdo con Escobar (2009), se puede dividir en:

- 1) La parte conceptual, que involucra los fundamentos del procesamiento digital de señales, el estudio, análisis y la generación de nuevos algoritmos.
- 2) La parte algorítmica, que trata con la interpretación y la utilización de los algoritmos existentes, es decir, la proposición de soluciones a problemas concretos.
- 3) La implantación de algoritmos.
 - En esta parte se pueden presentar alternativas de solución como la simulación de los algoritmos a través de lenguaje de alto nivel, la validación y verificación de algoritmos.
 - El traslado de los algoritmos a arquitecturas de procesamiento específicas. Esta etapa involucra la verificación algorítmica-software-hardware de la solución al problema, lo que constituiría un prototipo final.

3.1 Introducción a las pruebas de vibración ambiental

Con la creciente incursión de la tecnología en la ingeniería civil, los instrumentos para la realización de pruebas de vibración ambiental, así como el proceso, análisis e interpretación de datos, derivan en la facilidad de obtener e identificar algunas propiedades dinámicas de las construcciones. En las citadas pruebas se busca identificar principalmente las frecuencias naturales y los modos de vibrar, además del amortiguamiento de las estructuras.

Las pruebas de vibración ambiental son utilizadas para registrar vibraciones que en magnitud son muy pequeñas, de tal modo que en su mayoría son imperceptibles por el ser humano. Este tipo de vibraciones son originadas debido a la actividad humana, el tráfico de vehículos, la maquinaria industrial y factores ambientales, como puede ser el viento (Cortez, 2008).

Las vibraciones registradas, se llaman señales, se capturan mediante aparatos de instrumentación conocidos como acelerómetros y adquirentes de datos; dichos aparatos son controlados por un software instalado en un equipo de cómputo. De tal modo que estos instrumentos se configuran para capturar señales en lapsos cortos, posteriormente se continúa con la etapa del procesamiento, análisis e interpretación de los datos.

Las pruebas de vibración ambiental, se realizan en el edificio bajo estudio debido a la incertidumbre de las propiedades dinámicas que se tiene consecuencia de su sistema constructivo híbrido (acero estructural y concreto reforzado). Es importante mencionar que existen distintas metodologías para el análisis y proceso de las señales de vibración, sin embargo, es fundamental identificar las propiedades dinámicas que se desean calcular para determinar la metodología más conveniente.

También es importante identificar los distintos movimientos (rotación y traslación) que se generan en el edificio, ya que, es uno de los puntos de partida para la colocación y distribución de los aparatos utilizados en las pruebas de vibración ambiental, esto se pudo conocer mediante los modelos numéricos (UIM-A y UIM-B) descritos en el capítulo anterior.

3.2 Señales

En el análisis de señales, una señal se considera como una variable física principalmente en función del tiempo que describe el comportamiento y evolución de un fenómeno. Las señales las podemos encontrar en las gráficas de aceleración medidas con instrumentos sensibles para determinar este tipo de parámetro.

Las señales se pueden clasificar en dos tipos:

- Señal continua, definida por cualquier valor en el dominio de los números reales; este tipo de señales se encuentran en el ambiente y comúnmente se llaman señales análogas.
- Señal discreta, esta señal solo se define para algunos valores en el dominio de los números reales.

Otra clasificación que se le da a las señales es:

- Señal aleatoria, esta señal es generada por fenómenos naturales tales como las vibraciones que ocasionan los sismos, lo que nos indica que los valores son impredecibles, es decir, que pueden variar en función del tiempo.
- Señal determinística, este tipo de señales es predecible y se puede determinar en forma matemática sin tener ninguna incertidumbre.

Los equipos que se encargan de medir las aceleraciones, dicho en términos de este trabajo, de la estructura, son llamados acelerómetros; básicamente la aceleración se mide en gales (cm/s^2) o en función de la gravedad. Un acelerómetro se compone de tres distintos sensores que detectan cualquier movimiento o vibración que se produzca en un diámetro limitado, dos de esos sensores detectan movimientos en la dirección horizontal (L y T) y el tercero detecta movimientos en la dirección vertical (V).

Las vibraciones que se capturan se transforman en impulsos eléctricos los cuales se codifican en un programa normalmente provisto por la empresa que distribuye de los acelerómetros, estos impulsos eléctricos se les denominan señales. Si la señal recibida reúne las condiciones programadas previamente, el sistema se activa generando un acelerograma analógico o digital (Herráiz, 1997), por tal motivo, es de vital importancia colocar acelerómetros en distintos lugares de la estructura siendo recomendable colocar un acelerómetro en la base de la misma, de esta manera los resultados sirven como referencia.

Para poder comparar cuantitativamente acelerogramas de diferentes estaciones y relacionarlos con el daño potencial en estructuras es necesario procesarlos (Mendoza, 1993). Esto conlleva a que las señales sean adecuadas y de buena calidad, por lo cual pasan por un filtrado y una corrección de su línea base, con el fin de eliminar las impurezas o señales de poca importancia.

3.3 Corrección de línea base

La utilización de acelerómetros para la medición y determinación de las propiedades dinámicas de las estructuras no es propia de la ingeniería civil sino de la electrónica, en un trabajo conjunto se han realizado importantes avances en cuanto al conocimiento del comportamiento de las estructuras ante fuerzas excitatrices haciendo cada vez más confiable su uso.

Para que los acelerómetros registren la señal sin afectar su forma, la respuesta amplitud-frecuencia debe ser plana en el rango de las frecuencias de la señal de entrada; en este sentido la corrección de la línea base es un algoritmo que permite destacar la señal con respecto a señales indeseables (ruido) y ajustarle una línea de referencia o de aceleraciones nulas a cada componente del registro (Mendoza, 1993).

Existe la posibilidad de que la señal tenga errores al ser integrada obteniendo valores muy grandes de desplazamiento y de velocidad si no se corrige en un principio la señal de entrada (aceleración).

Para la corrección de la línea base existen diferentes métodos tales como: corrección parabólica considerando velocidad inicial diferente de cero, corrección parabólica considerando condiciones nulas, velocidad final nula, corrección por medio de un filtro pasa-alta, pasa-baja o pasa-banda, etc.

3.4 Filtrado de señales

En el filtrado de señales se selecciona un rango de frecuencias por las que la señal va a pasar, si la frecuencia de esa señal es mayor o menor en ese rango, la frecuencia de la señal se corta; es importante seleccionar un rango específico y correcto para cada señal y para la frecuencia requerida para la estructura que se va a analizar.

Uno de los filtros electrónicos más común es el filtro pasabanda, el cual permite que pase por su banda la frecuencia de la señal relativamente atenuada o amplificada.

El ancho de banda de un sistema lineal de un solo grado de libertad es una función de la razón de amortiguamiento y su frecuencia natural. Para una frecuencia natural dada, entre más pequeña sea la razón de amortiguamiento, más pequeño es el ancho de banda. En el caso de una razón de amortiguamiento menor que 0.1, la amplitud máxima de la función de transferencia del sistema es casi inversamente proporcional a la razón de amortiguamiento y la ubicación correspondiente de la frecuencia es ligeramente menor que la frecuencia natural del sistema (Balachandran y Magrab, 2004).

3.5 Espectro de Fourier

Un espectro de Fourier es la gráfica de las frecuencias máximas derivado de una señal. Para ello, una de las expresiones más utilizadas en el análisis de señales es la transformada de Fourier que permite relacionar directamente las funciones del tiempo con las funciones de la frecuencia en un sistema vibratorio, dicha expresión se puede definir de la siguiente manera:

$$F(j\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{-j\omega t} dt \quad (3.1)$$

o bien,

$$F(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(j\omega)e^{j\omega t} dt \quad (3.2)$$

donde, $f(t)$ es la señal en dominio del tiempo y $F(j\omega)$ es la cantidad correspondiente en el dominio de la frecuencia. Con la ecuación (3.2) para distintas frecuencias en un intervalo de tiempo determinado se puede construir una gráfica de frecuencias-amplitudes mejor conocida como espectro de Fourier.

Sin embargo, en un acelerograma se cuenta con valores uniformemente espaciados de 100 o 200 muestras por segundo, el acelerograma entonces, no es una función explícita sino una serie de puntos, por lo que para el cálculo del espectro de Fourier se utiliza la Transformada Discreta de Fourier (TDF). Para un cálculo más ágil de TDF se utiliza un algoritmo que reduce el número de operaciones llamado Transformada Rápida de Fourier (TRF) (Mendoza, 1993).

3.6 Cociente espectral

Una definición del cociente espectral está dada por la transformada de Laplace de salida y la transformada de Laplace de entrada, con las condiciones iniciales iguales a cero (De Silva, 1999). Otra definición más sencilla de esta función es que el cociente espectral, $H(f)$, se obtiene del cociente de funciones de densidad espectral entre pares de señales acelerográficas (Rivera, 2005), esto es:

$$H(f) = \frac{X_1(f)}{X_2(f)} \quad (3.3)$$

donde:

$X_1(f)$ y $X_2(f)$ son los espectros parciales de cada una de las señales.

3.7 Amortiguamiento

Este concepto tiene origen en la acústica con la vibración de las cuerdas en un instrumento musical en el cual va disipando la energía a medida que la cuerda deja de vibrar, el efecto sonoro que produce la cuerda es parte de esa disipación de energía. El amortiguamiento no es más que el fenómeno de la disipación de energía en un sistema con un comportamiento dinámico, por lo que existen tres principales tipos de amortiguamiento:

- El amortiguamiento interno o material (amortiguamiento viscoelástico y amortiguamiento histerético)
- El amortiguamiento estructural
- El amortiguamiento por fluido

El amortiguamiento viscoso o viscoelástico es el que más comúnmente se encuentra y forma parte de las estructuras. El amortiguamiento viscoso se calcula como la magnitud de la fuerza del amortiguador $F(\dot{x})$; dicho amortiguamiento es una función no lineal de la velocidad ó puede ser aproximadamente una función lineal de la velocidad, lo cual depende de la construcción del amortiguador y del rango de la velocidad (Balachandran y Magrab, 2004). Esta relación en el caso lineal se expresa:

$$F(\dot{x}) = c\dot{x} \quad (3.4)$$

En donde, c es la constante denominada coeficiente de amortiguamiento y sus unidades están dadas en N/m/s. El amortiguamiento viscoso es una característica estructural importante para el análisis dinámico de las estructuras, participa directamente en la respuesta de la misma, por tanto se dice que todas las estructuras tienen una fracción de amortiguamiento. El amortiguamiento se expresa como una fracción del amortiguamiento crítico (ζ).

El tipo de amortiguamiento así considerado (amortiguamiento viscoso) toma en cuenta fuentes de disipación de energía como fricciones internas, fricciones en los apoyos y en elementos no estructurales, etcétera (Bazán y Meli, 2002). El amortiguamiento crítico que generalmente se le proporciona a las estructuras en un análisis dinámico es del 5%, este amortiguamiento es el que también adoptan las NTC-Sismo y el que comúnmente considera en los programas de diseño estructural.

Cabe mencionar que dichas normas como muchos otros reglamentos no relacionan el amortiguamiento con el tipo de estructuración que se evalúa. Sin embargo, de acuerdo con Chopra (1995), para una estructuración de marcos de acero se puede considerar un amortiguamiento entre el 2% y 3%, que es menor al 5% que se citó.

El amortiguamiento es una propiedad dinámica importante para el diseño de las estructuras, aunque existen edificaciones especiales que por su estructuración se pone en duda el valor de amortiguamiento asignado por los estructuristas; tal es el caso del edificio de la UIM que por su gran cantidad de muros de concreto, columnas de concreto y vigas de acero, se vuelve indispensable conocer el amortiguamiento para inmuebles con estructuración muy similar.

Uno de los métodos que se puede aplicar mediante el análisis de señales con base en las pruebas de vibración ambiental para conocer el amortiguamiento de una estructura es el método de la media potencia o del ancho de banda. Para ello se recurren a los acelerogramas con la finalidad de obtener gráficas de funciones de transferencia de los espectros de Fourier en las dos componentes horizontales (longitudinal y transversal).

El amortiguamiento, en porcentaje, por el método del ancho de banda está relacionado por (Macías y Alcántara, 1998):

$$\xi = \left(\frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_n} \right) * 100 \quad (3.5)$$

Y el ancho de banda se define con la ecuación 3.6:

$$\text{ancho de banda} = 2\xi = \left(\frac{A_{máz}}{\sqrt{2}} \right) \quad (3.6)$$

donde,

ξ Amortiguamiento crítico

ω_1, ω_2 y ω_n Frecuencia, Hertz

$A_{m\acute{a}z}$ Amplitud máxima

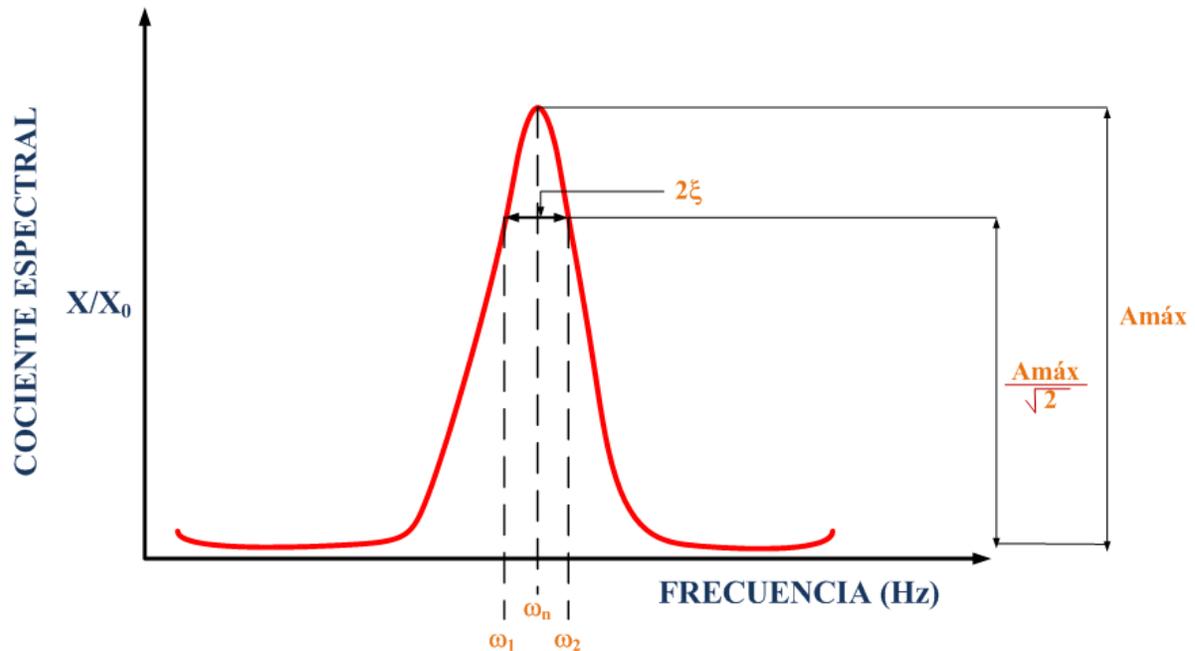


Figura 3.1 Indicación del ancho de banda en el pico de resonancia de la curva
(Macías y Alcántara, 1998)

Existe otro método, llamado el método de la potencia media, es igual de sencillo y se calcula con el mismo principio de la gráfica del método del ancho de banda (Figura 3.1), en la amplitud máxima de la curva función de cociente espectral-frecuencia se aplica la fórmula 3.7 para obtener el amortiguamiento.

$$\xi = \left(\frac{1}{2A_{m\acute{a}z}} \right) \times 100 \quad (3.7)$$

CAPÍTULO 4. VIBRACIÓN AMBIENTAL DEL EDIFICIO

Las mediciones de vibración ambiental principalmente se utilizan para conocer la respuesta dinámica de cualquier estructura instrumentada ante las acciones por su uso de servicio normal y despreciando las acciones accidentales, tales como los sismos y la acción del viento. Las pruebas de vibración ambiental se pueden llevar a cabo en cualquier estructura, son un poco más recurrentes en: edificios, puentes, recintos religiosos y culturales.

El esquema de instrumentación se basa en una configuración maestro-esclavo, de forma tal que, al rebasar el umbral de disparo (movimiento máximo predeterminado), el dispositivo maestro activa la operación del resto de los sensores (Macías y Alcántara, 1998). Para tener un mejor control se recomienda asignar un mayor valor de disparo al maestro, lo cual se logra con el equipo de cómputo y el programa de adquisición de datos.

4.1 Ubicación de los acelerómetros

La ubicación de los acelerómetros está dada conforme a los movimientos descritos y visualizados por las formas modales de los modelos UIM-A y UIM-B. Así, se consideró conveniente colocar estaciones de medición en el centro y en los extremos de la planta, además de instrumentar los tres niveles del edificio, con el objeto de captar los modos de vibrar por traslación y por torsión.

En cada uno de los entresijos se vio pertinente colocar tres estaciones en el sistema de piso a efecto de identificar la vibración ambiental del mismo, tal como se observó en el modelo UIM-B. Debido a que solo se dispuso de seis acelerómetros triaxiales se llevaron a cabo varias campañas de medición para monitorear la respuesta dinámica de la estructura en su conjunto, tal como se describirá más adelante.

Para el primer nivel se colocaron cuatro acelerómetros en seis distintas posiciones, los acelerómetros 3, 4, 5 y 6, se distribuyeron y colocaron a manera de medir los movimientos de traslación y rotación de dicho entresijo, así como para registrar datos en su componente vertical. En la figura 4.1 se ilustra la ubicación de los aparatos para el primero, segundo y tercer entresijo, así como los sentidos de medición en las direcciones X y Y.

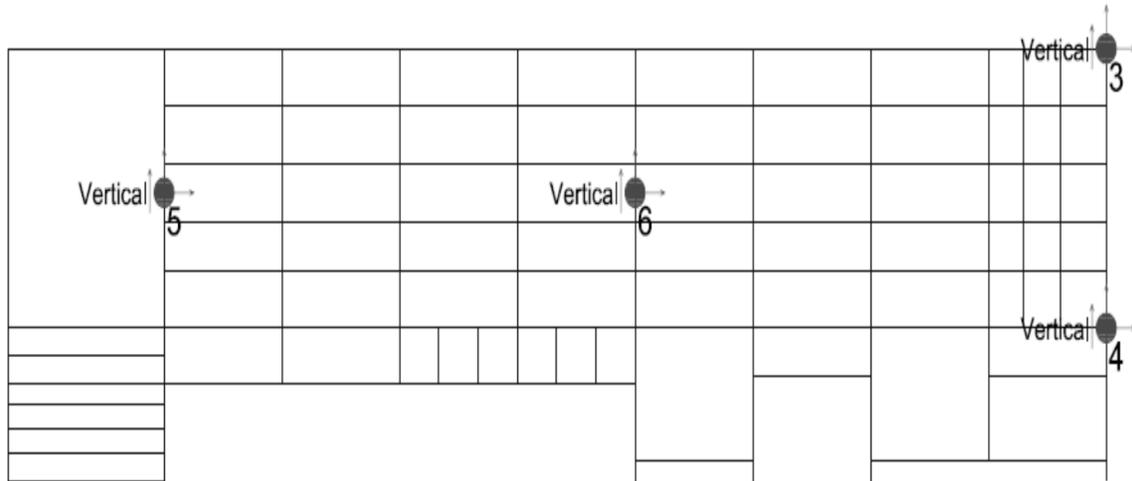


Figura 4.1 Ubicación de los acelerómetros para el primero, segundo y tercer entrespiso del edificio de la UIM

La ubicación de los acelerómetros en los cuatro entrespisos para medir la respuesta dinámica del edificio en su conjunto se ilustra en la figura 4.2.

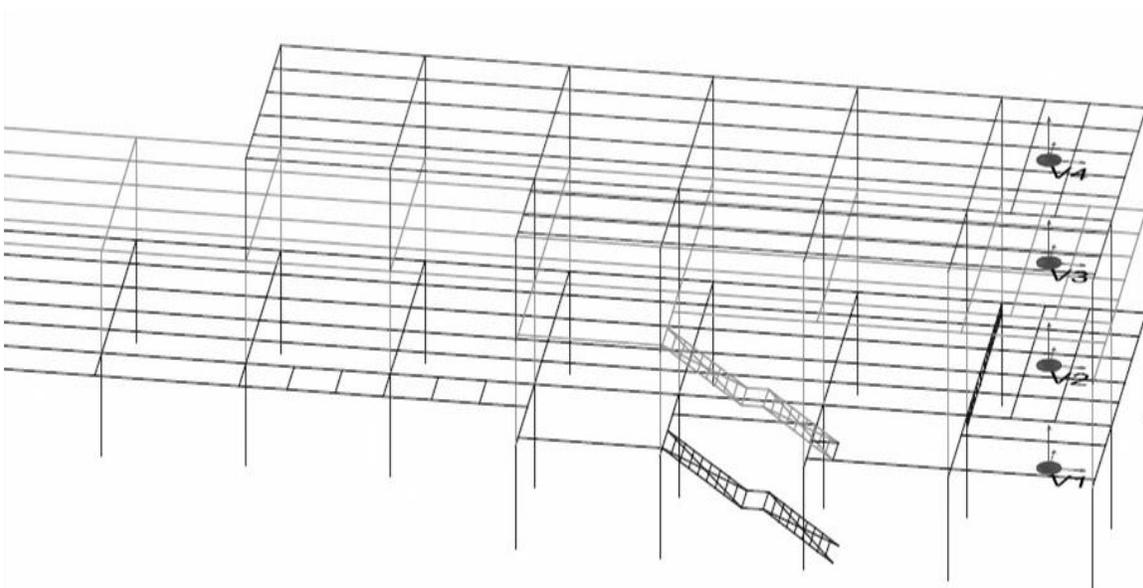


Figura 4.2 Ubicación de los acelerómetros en los cuatro entrespisos del edificio de la UIM

4.2 Descripción del equipo de medición

Para medir las propiedades dinámicas del edificio a partir de su vibración debido al ambiente, se emplearon equipos de la compañía Kinematics, éstos constan de dos adquisidores de datos y seis acelerómetros. Los equipos cuentan con cables blindados de comunicación, entre adquisidores y acelerómetros, de 30 m de longitud. En la figura 4.3 se muestra el equipo.



Figura 4.3 Equipo de instrumentación

Los acelerómetros (Figura 4.4) son aparatos que se encargan de captar y enviar los datos de los movimientos a los adquirentes, sus dimensiones son: 13,3 cm de diámetro (cilindro) y 6.2 cm de alto. Los acelerómetros son de tipo triaxial “EpiSensor ES-T”, es decir, que pueden detectar movimientos en las tres direcciones (X, Y, Z). Con rangos de grabación a una escala de ± 0.25 de g a ± 4.00 de g. Las salidas son regulables que van desde los $\pm 2.5V$ hasta $\pm 20 V$.



Figura 4.4 Acelerómetros

Los adquirentes de datos (Figura 4.5) son “Makalu” y cada uno de ellos provee una resolución de 24 bits y son compatibles con los sensores “EpiSensor” a ± 20 V, soporta hasta 6 canales. Los adquirentes pueden trabajar con energía eléctrica o con baterías; también está integrada la opción de GPS. El formato de grabación es con una extensión “.EVT” y la grabación de datos se realiza en memorias PCMCIA extraíbles o directamente con una interconexión. La capacidad de muestreo es de 100 muestras/s .



Figura 4.5 Adquisidores de datos

4.3 Campaña de medición

La campaña de medición se dividió en cuatro etapas a efecto de monitorear el movimiento en cada uno de los entrepisos (primer nivel, segundo nivel y azotea), además de medir la respuesta en elevación del edificio. Las tres primeras etapas consistieron en medir la respuesta dinámica en planta, con el propósito de captar los modos de vibrar de traslación (direcciones X y Y) y de torsión en cada uno de los entrepisos (Figura 4.1).

Para registrar el movimiento global del edificio, forma modal de traslación, se recurrió a una cuarta etapa con la colocación de un acelerómetro triaxial por entrepiso (Figura 4.2). En el anexo fotográfico (Figuras AF-1 a AF-23) se muestra la operación del equipo de trabajo para llevar a cabo estas pruebas de vibración ambiental. Cabe comentar que las pruebas tuvieron una duración de tres minutos en las plantas de 1er y 2do nivel; y de cuatro minutos en la planta de azotea y en la medición en elevación.

4.4 Organización de los registros

La organización de los registros se hace con base en una codificación a manera de identificar de forma sencilla y eficaz el acelerómetro del cual se está hablando, sin tener que dar una descripción detallada de su ubicación, por lo que los registros se identificaron con los siguientes parámetros:

- ❖ Fecha y hora
- ❖ Número o nombre de la prueba
- ❖ Dirección de medición
- ❖ Ubicación en el inmueble

En el edificio de la UIM se hizo una codificación de acuerdo a la distribución que se representa en la figura 4.6 para los niveles uno y dos; la ubicación de los acelerómetros se identifican mediante alguno de los cuadrantes correspondientes a dicha figura; este acomodo geométrico solo representa la idealización de la distribución en planta de los acelerómetros en cada uno de los niveles. De igual manera se identifica la ubicación de los acelerómetros en el nivel de azotea con respecto a su codificación en la figura 4.7.

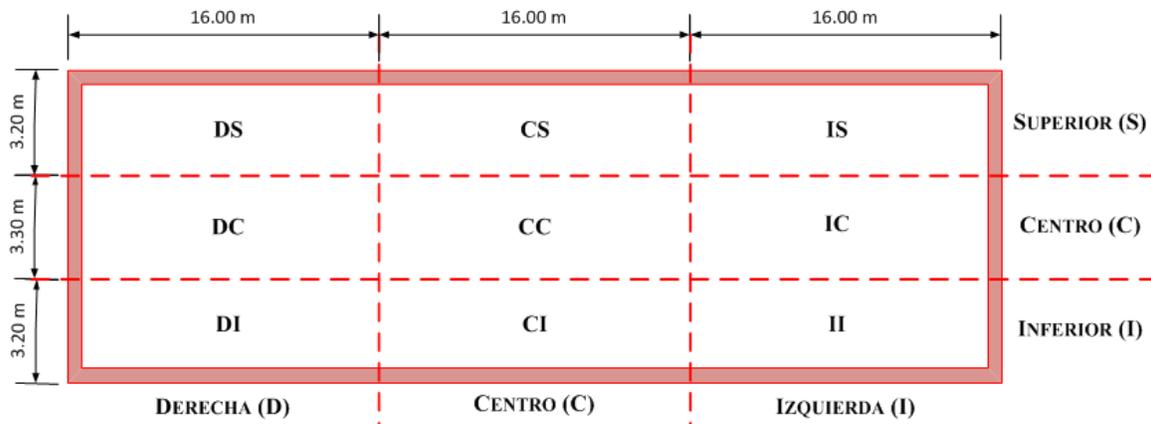


Figura 4.6 Codificación de acelerómetros según su ubicación en nivel 1 y 2

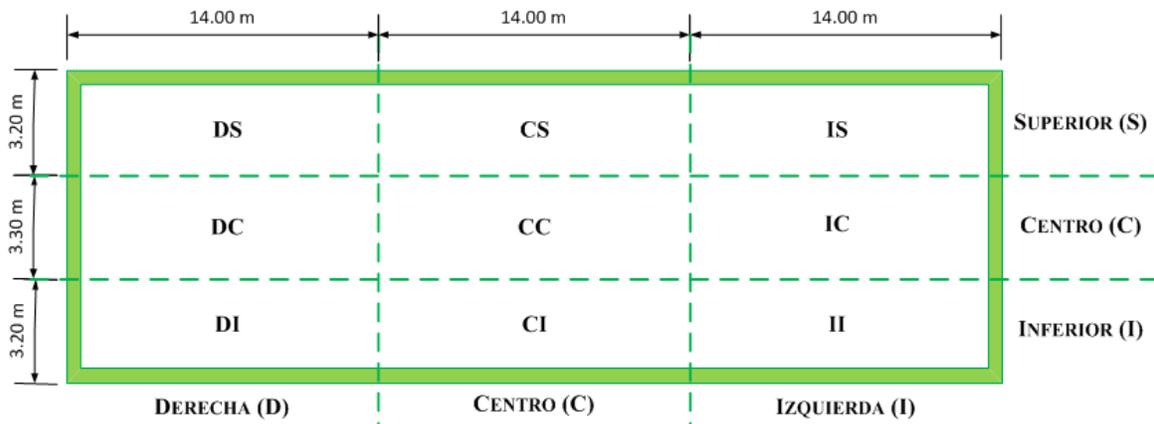


Figura 4.7 Codificación de acelerómetros según su ubicación en nivel de azotea

En la figura 4.8, se puede observar la codificación realizada para cada nivel o entresuelo del edificio de la UIM. Para ejemplificar la codificación descrita se puede tomar en cuenta la ubicación de un acelerómetro en específico para una prueba dada, así para la primera prueba, el acelerómetro ubicado en la planta del primer nivel, sobre la esquina derecha superior y para asignar su aceleración en la dirección vertical se designa el código que se muestra en la figura 4.9.



Figura 4.8 Codificación de acelerómetros según el nivel

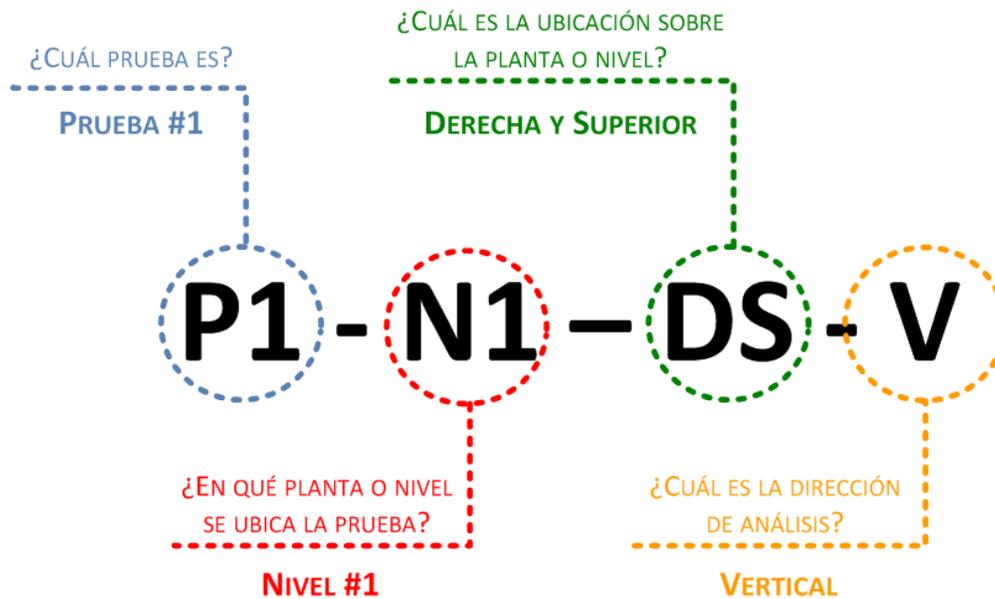


Figura 4.9 identificación del código del registro

El ejemplo precedente indica cómo se codifican e identifican cada uno de los registros obtenidos de las pruebas de vibración ambiental implementadas en la UIM, por lo que se hace indispensable ordenar los registros adecuadamente correspondiendo a su ubicación y descripción mediante los códigos descritos.

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE LOS REGISTROS

5.1 Procesamiento de señales

El procesamiento de señales consiste en realizar correcciones al registro cuando este sufre problemas al inicio y final de la medición, o bien, cuando se captan movimientos que no corresponden a la respuesta de la estructura. En tales circunstancias se usan algoritmos para corregir la señal, aplicando la corrección de línea base y filtrado de señales.

El procesamiento de los registros obtenidos en las pruebas de vibración ambiental se realizó con ayuda del programa Degtra A4, desarrollado por Ordaz y Montoya, investigadores del Instituto de Ingeniería. Dicho lo anterior, esto conlleva a un procedimiento para obtener la señal adecuada; el registro con el que se va a ejemplificar el procesamiento de las señales es la P2-NA-CC-V, los 144 registros obtenidos de las pruebas de vibración ambiental en la UIM siguen el mismo procedimiento que se describe a continuación:

- I) Abrir la señal del acelerómetro y de la dirección deseada (Figura 5.1).



Figura 5.1 Señal de aceleración sin corrección ni filtrado

II) Corregir la línea base para la señal de aceleración (Figura 5.2).

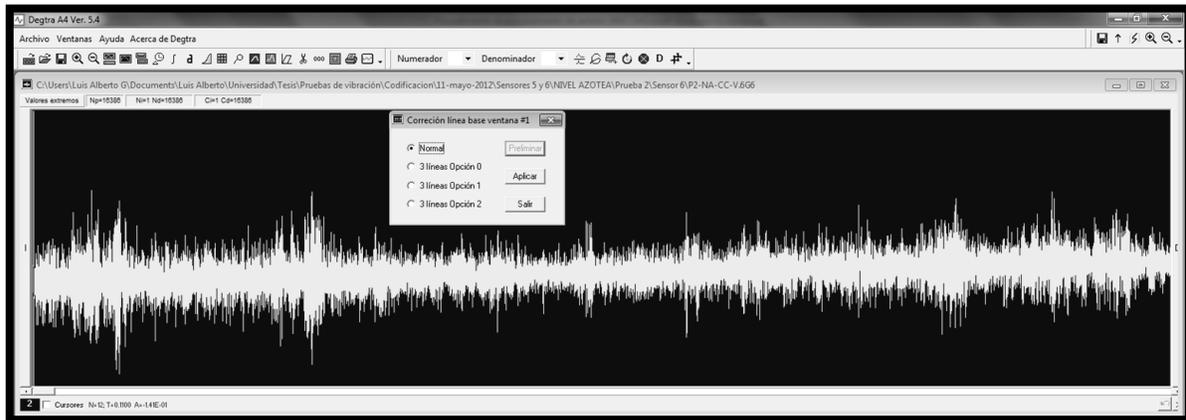


Figura 5.2 Señal de aceleración corregida en su línea base

III) Se utilizó un filtro pasa-banda porque este tipo de filtro deja pasar frecuencias en un rango de frecuencias determinado, es decir, elimina frecuencias de baja y alta amplitud. De acuerdo con los valores de las frecuencias obtenidos a partir de los modelos de la UIM, se encuentran en un rango mayor a 0.10 Hz pero menor a 10 Hz, por tal motivo es conveniente filtrar la señal utilizando dicho filtro para la señal de aceleración (Figura 5.3).

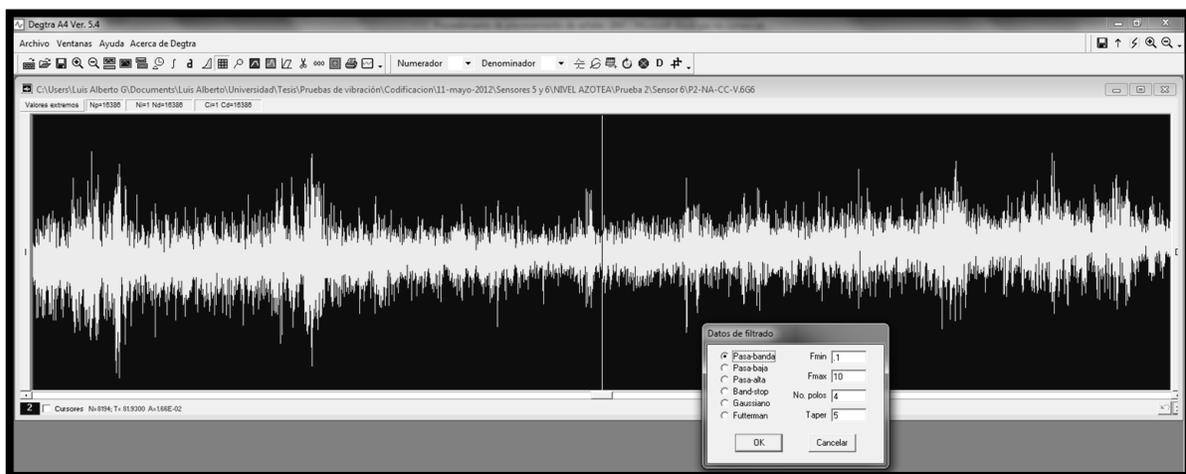


Figura 5.3 Señal de aceleración filtrada

- IV) Integrar la señal resultante de aceleración transformándola a una señal de velocidad (Figura 5.4).



Figura 5.4 Señal de aceleración integrada

- V) Corregir la línea base para la señal de velocidad (Figura 5.5).

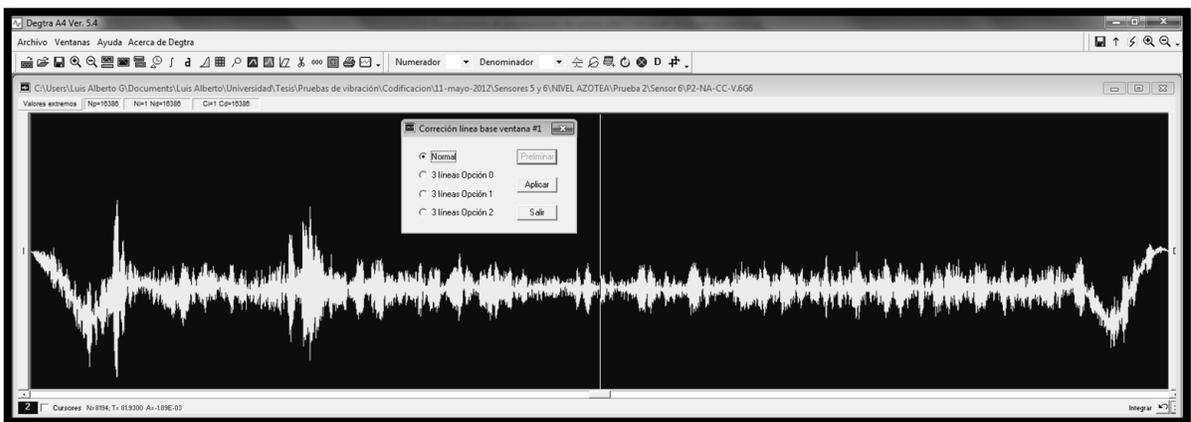


Figura 5.5 Señal de velocidad corregida en su línea base

- VI) Filtrar la señal correspondiente a un filtro pasa-banda de 0.10 Hz como mínimo a 10 Hz como máximo para la señal de velocidad (Figura 5.6).

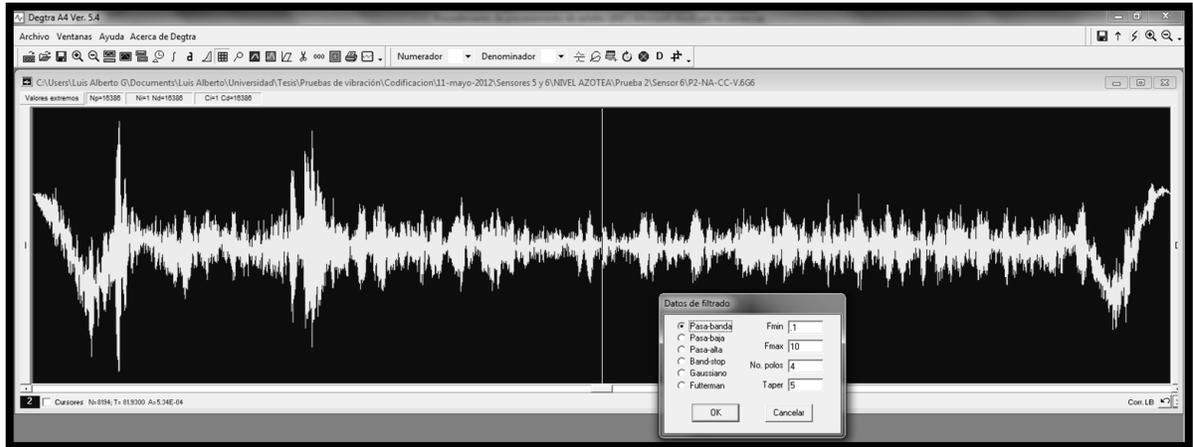


Figura 5.6 Señal de velocidad filtrada

- VII) Integrar la señal resultante de velocidad transformándola a una señal de desplazamiento (Figura 5.7).

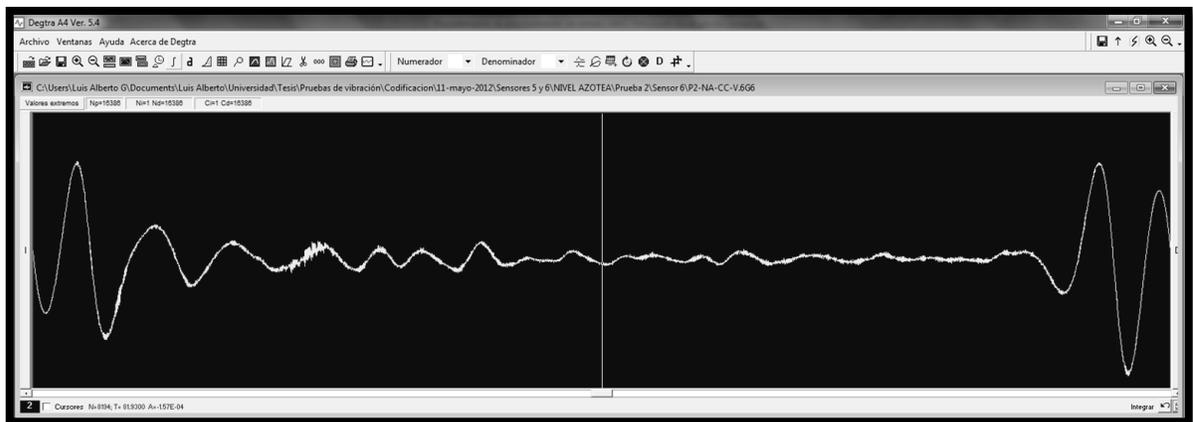


Figura 5.7 Señal de velocidad integrada

VIII) Corregir la línea base para la señal de desplazamiento (Figura 5.8).

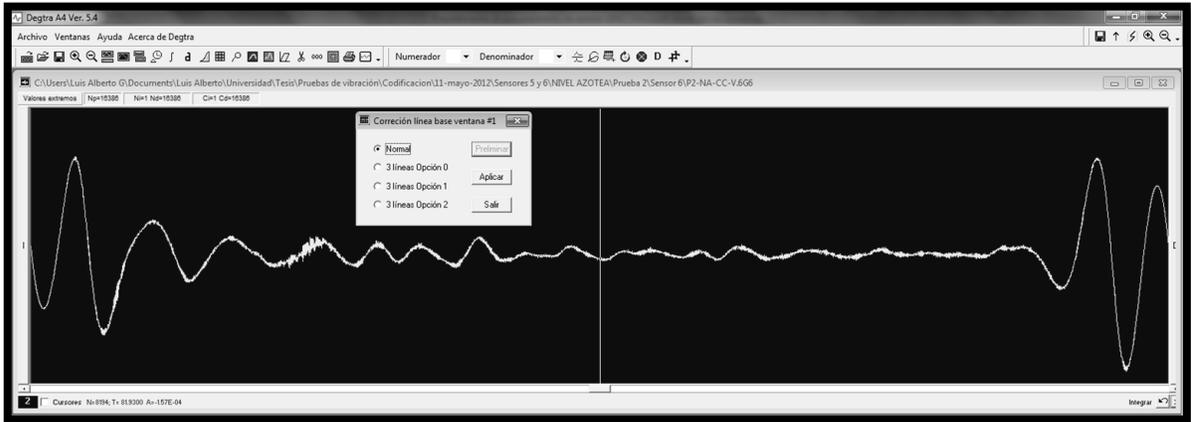


Figura 5.8 Señal de desplazamiento corregida en su línea base

IX) Filtrar la señal correspondiente a un filtro pasa-banda de 0.10 Hz como mínimo a 10 Hz como máximo para la señal de desplazamiento (Figura 5.9).

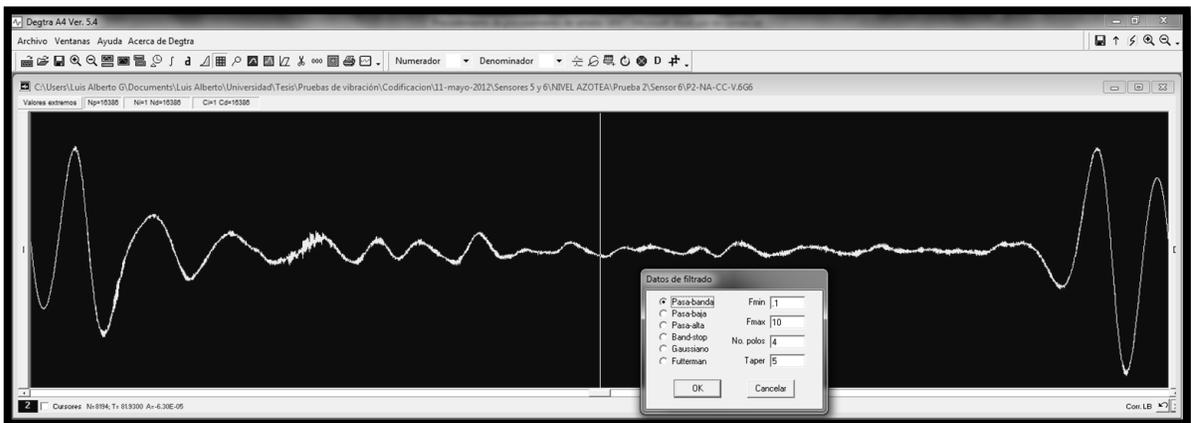


Figura 5.9 Señal de desplazamiento filtrada

- X) Derivar la señal resultante de desplazamiento transformándola en una señal de velocidad (Figura 5.10).

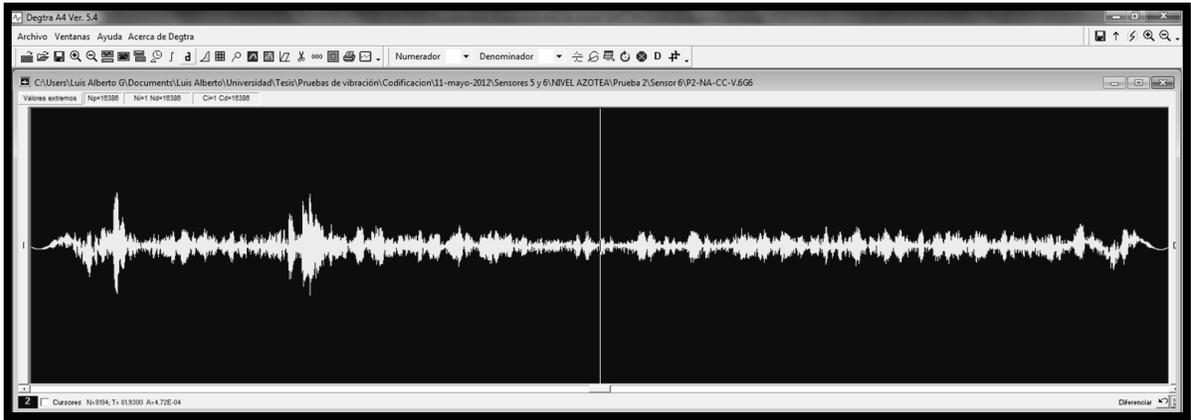


Figura 5.10 Señal de desplazamiento derivada

- XI) Derivar la señal resultante de velocidad transformándola en una señal de aceleración (Figura 5.11).

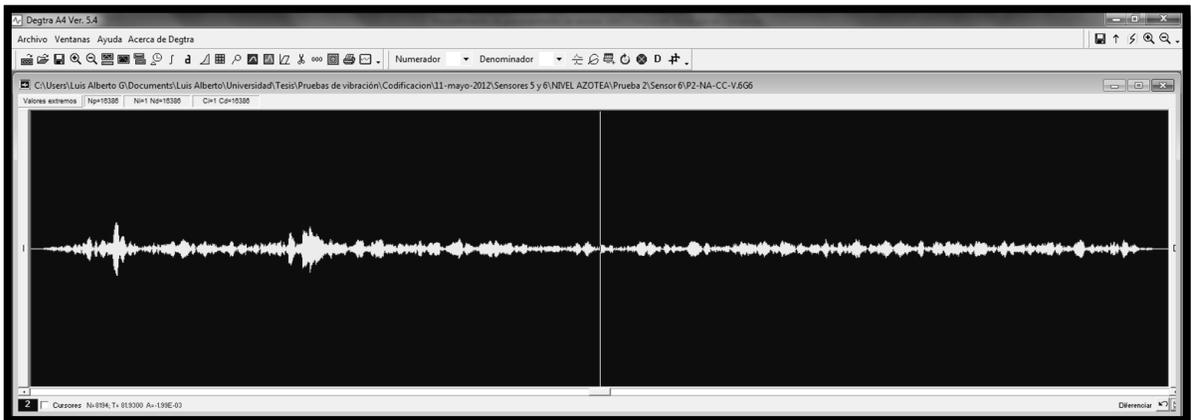


Figura 5.11 Señal de velocidad derivada

En las figuras 5.12 y 5.13 se muestran algunos de los registros obtenidos y procesados de la estructura en estudio, en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente:

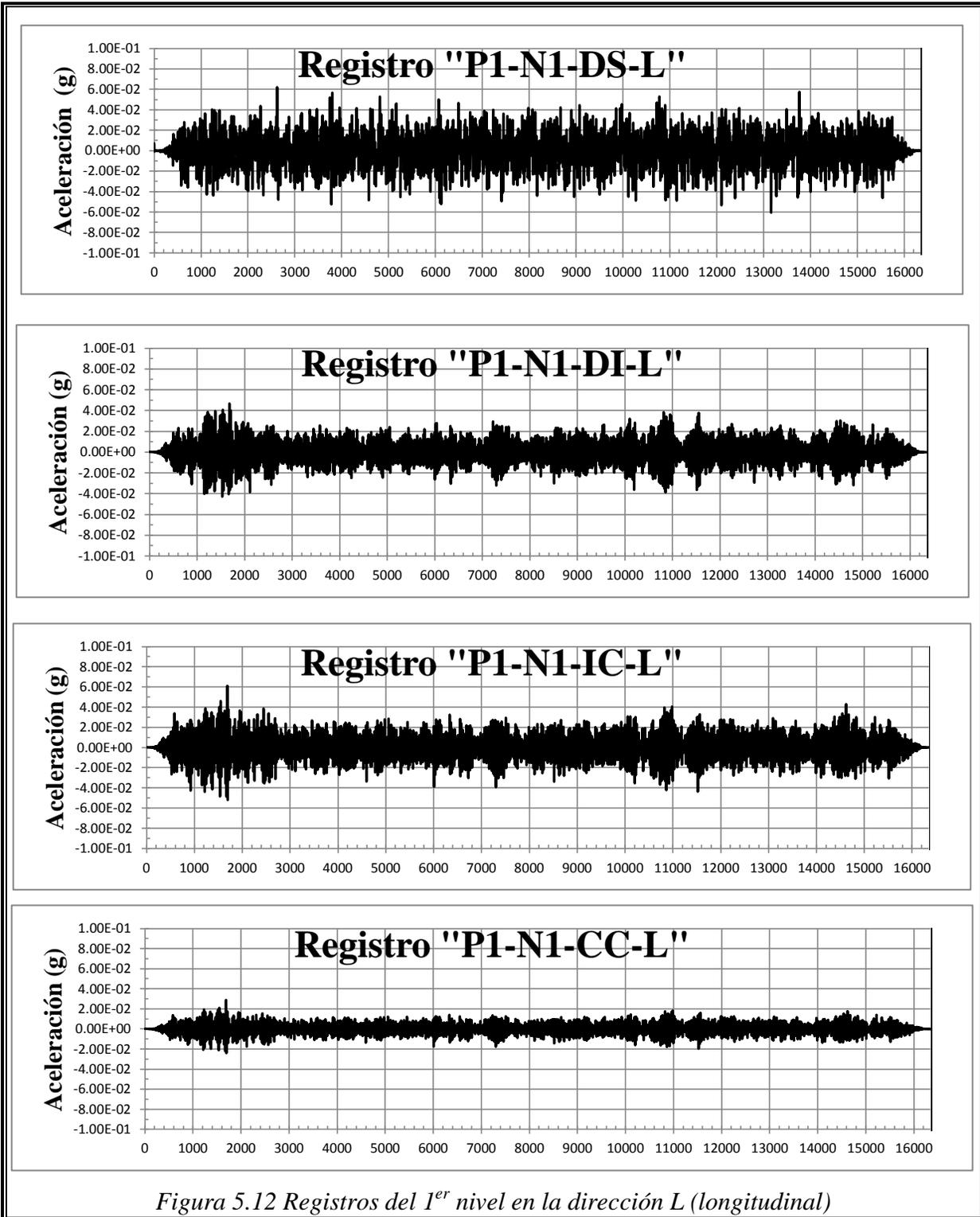
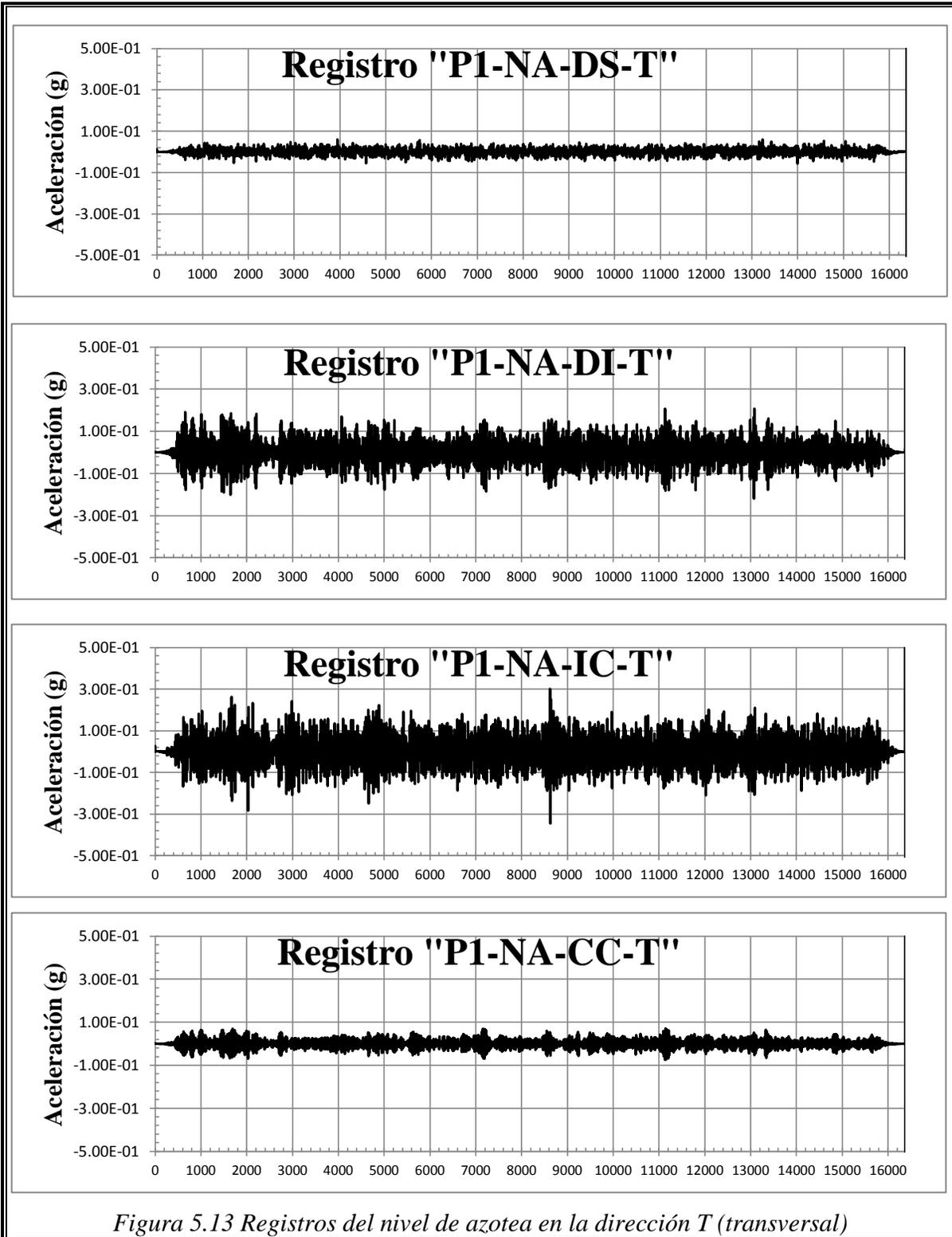


Figura 5.12 Registros del 1^{er} nivel en la dirección L (longitudinal)



5.2 Análisis de señales en el dominio de la frecuencia

Una vez corregidas las señales se procede a calcular y analizar los espectros de Fourier y cocientes espectrales para identificar las frecuencias, las formas modales y el amortiguamiento en las distintas direcciones (longitudinal, transversal y vertical).

5.2.1 Cálculo de espectros de Fourier y cociente espectral

Para obtener el espectro de Fourier, así como el cociente espectral con el apoyo del programa Degtra se siguieron los pasos que se describen a continuación:

- I) Se abre la señal y se calcula el espectro de Fourier (Figura 5.14).

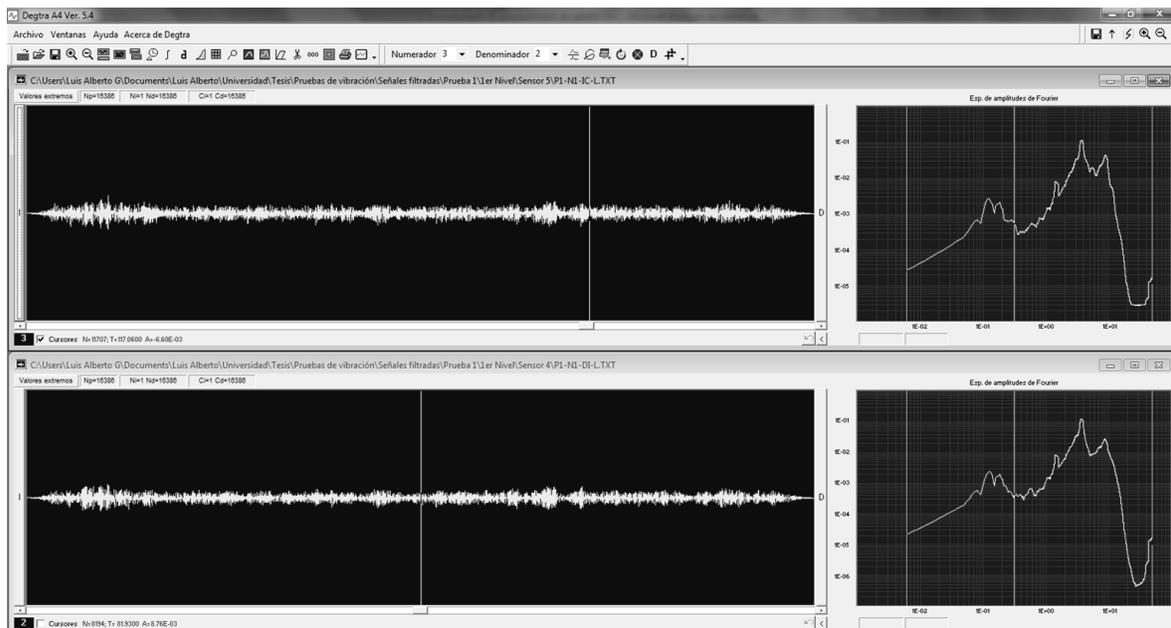


Figura 5.14 Señales de aceleración y sus correspondientes Espectros de Fourier

- II) Se calcula el cociente espectral correspondiente a los espectros de Fourier de las señales en comparación para determinar las propiedades dinámicas de la estructura (Figura 5.15).

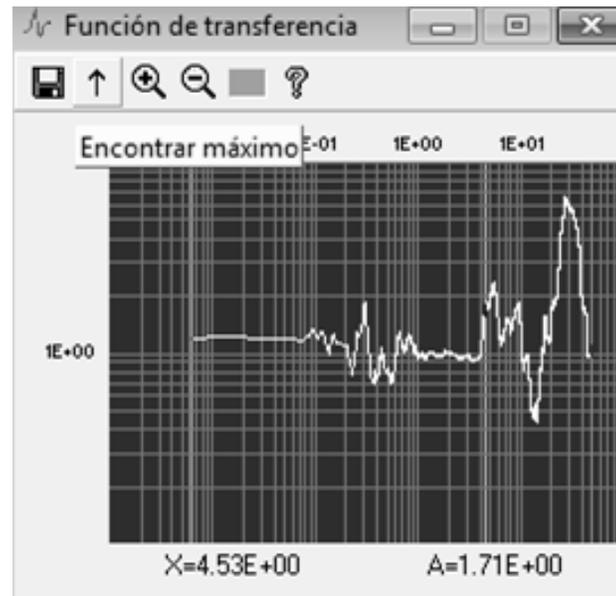
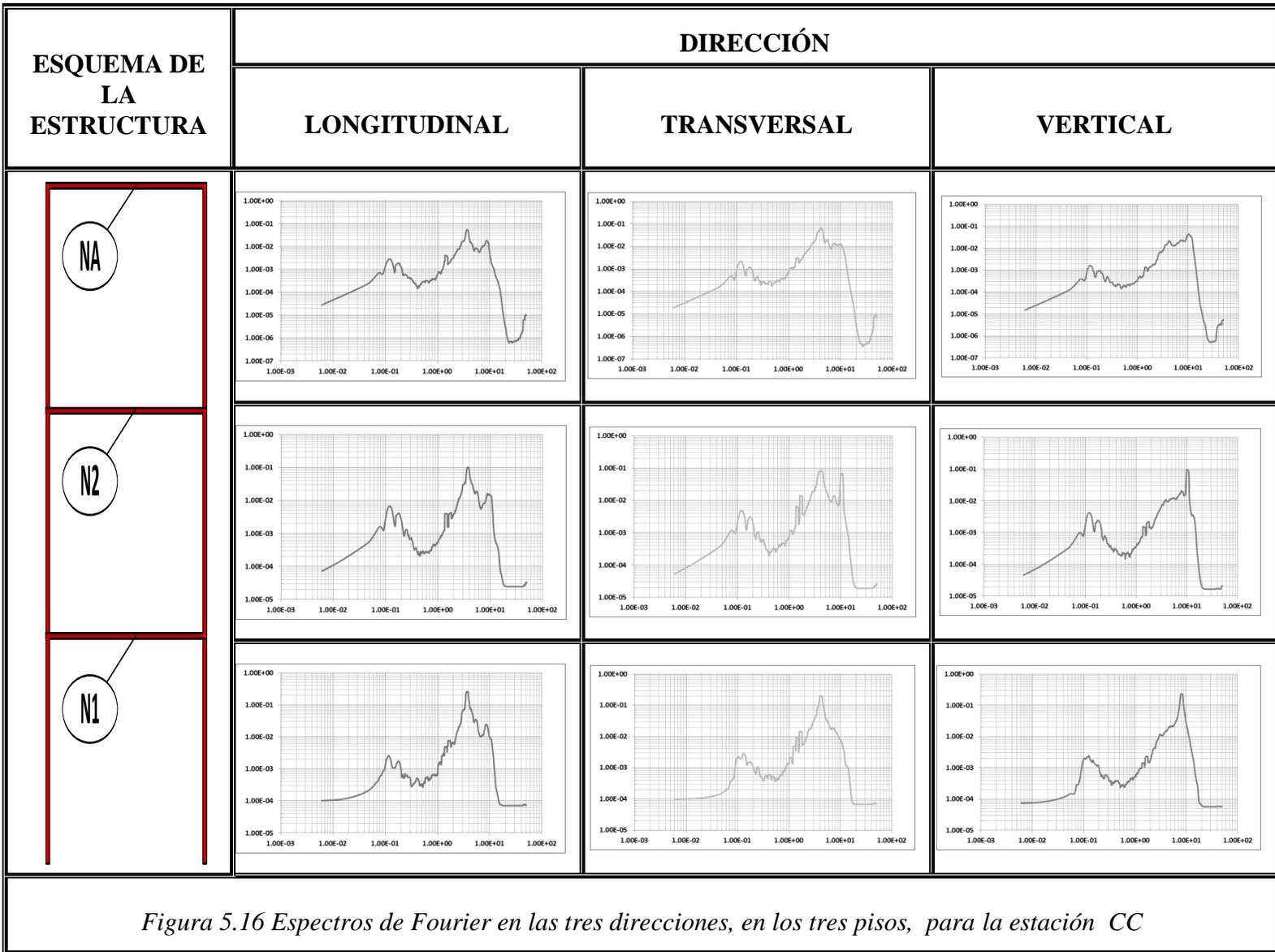


Figura 5.15 Cociente espectral

Los espectros de Fourier se calcularon para las tres direcciones, en cada uno de los niveles, para los respectivos aparatos (DS, DI, IC y CC); en la figura 5.16 se muestran los espectros de Fourier que se calcularon para el aparato ubicado en CC. En dicha figura se observa que los picos máximos no corresponden a la frecuencias obtenidas en los modelos, de esta manera se identificó que las frecuencias que sí corresponden al edificio bajo estudio son las situadas en los picos anteriores a los máximos. Además, se puede ver que la forma de las gráficas es muy parecida entre un piso superior y uno inferior, esto indica que existe un acoplamiento de los modos de vibrar de la estructura.



5.2.2 Periodos medidos

Los periodos se determinaron con base en el cociente espectral que se realizó en la estación que se ubica en el mismo sitio, pero de un piso superior entre un piso inferior, con ello se identifica la frecuencia que se está buscando.

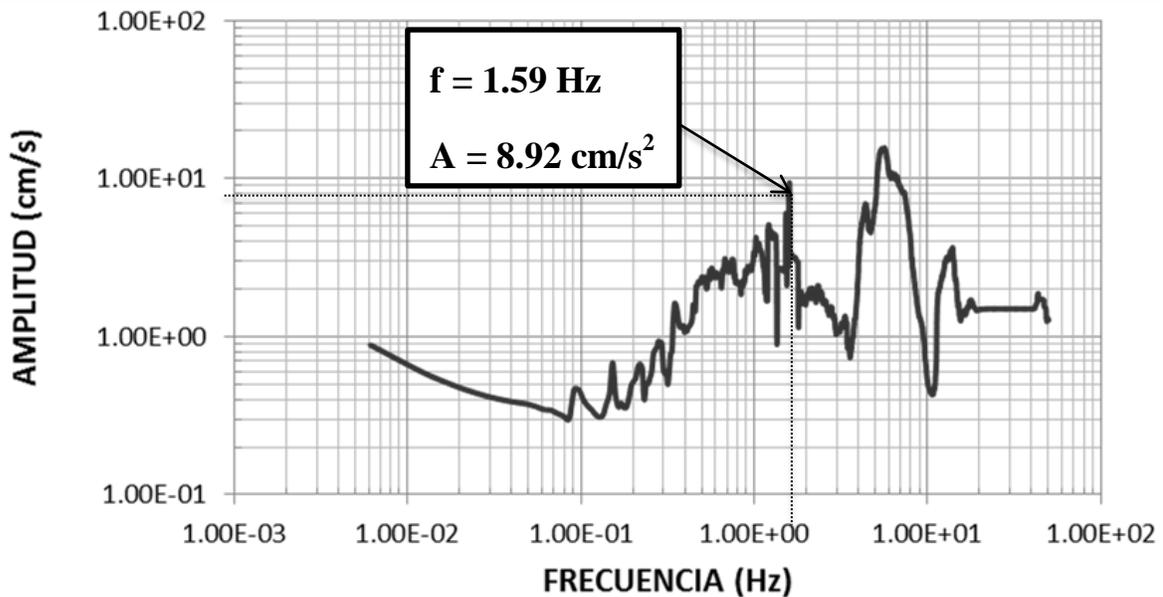


Figura 5.17 Identificación de frecuencia de vibración en la estación DI, cociente espectral NA/N2, prueba 1, dirección T

Como ejemplo se tiene la figura 5.17, donde se identifica en uno de los picos que se presentan en la gráfica de la función de transferencia la cual nos indica que tiene una frecuencia de 1.59 Hz; por lo que se procede a calcular su periodo que es el inverso a la frecuencia:

$$T = \frac{1}{f} = \frac{1}{1.59 \text{ Hz}} = 0.63 \text{ s}$$

De tal manera, se calcularon los periodos promedios entre cada función de transferencia de cada estación conforme a las tablas 5.1 y 5.2 para las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente.

Tabla 5.1 Cálculo del periodo de vibración traslacional en la dirección L

NIVEL	ESTACIÓN	DIRECCIÓN	AMPLITUD (cm/s ²)	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (s)
N2/N1	DS	L	1.24E+00	1.34	0.74
NA/N2	DS	L	3.46E+01	1.37	0.72
N2/N1	DI	L	7.25E+00	1.63	0.61
NA/N2	DI	L	2.18E+00	1.54	0.64
N2/N1	IC	L	2.53E+00	1.62	0.61
NA/N2	IC	L	3.63E+00	1.83	0.54
N2/N1	CC	L	2.57E+00	1.63	0.61
NA/N2	CC	L	1.87E+00	1.69	0.59
Promedio =				1.58	0.63

Tabla 5.2 Cálculo del periodo de vibración traslacional en la dirección

NIVEL	ESTACIÓN	DIRECCIÓN	AMPLITUD (cm/s ²)	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (s)
N2/N1	DS	T	1.15E+00	1.34	0.74
NA/N2	DS	T	8.95E+01	1.39	0.71
N2/N1	DI	T	2.18E+00	1.58	0.63
NA/N2	DI	T	6.48E+00	1.51	0.66
N2/N1	IC	T	7.27E+00	1.60	0.62
NA/N2	IC	T	5.39E+00	1.53	0.65
N2/N1	CC	T	7.26E+00	1.60	0.62
NA/N2	CC	T	3.57E+00	1.40	0.71
Promedio =				1.49	0.67

5.2.3 Formas modales

Para identificar las formas modales de la estructura en cuestión, se recurrió al cálculo de cocientes espectrales, para ello se analizaron dichos cocientes en las direcciones traslacionales (transversal y longitudinal) para interpretar el tipo de movimiento generado en el edificio.

5.2.3.1 Forma modal longitudinal en la UIM

Se realizaron las relaciones de los cocientes espectrales para medir el movimiento en la dirección longitudinal, las cuales son:

- En la dirección longitudinal: IC/DI,CC/DI

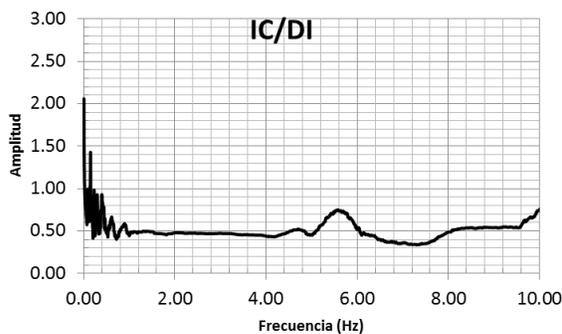


Figura 5.18 Cociente espectral IC/DI en la dirección longitudinal

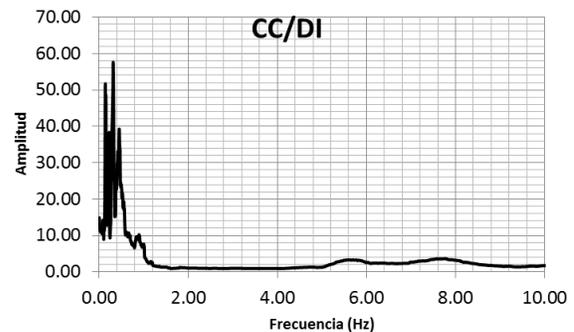


Figura 5.19 Cociente espectral CC/DI en la dirección longitudinal

Dadas las frecuencias de la tabla 5.1 y con las figuras 5.18 y 5.19, se pueden asociar a un movimiento traslacional del edificio, ya que los cocientes espectrales que se calcularon para dichas frecuencias fueron para la dirección longitudinal, es entonces que las frecuencias corresponden a dicha dirección de movimiento.

5.2.3.2 Forma modal transversal en la UIM

Para medir el movimiento en la dirección transversal se realizaron las relaciones de los cocientes espectrales siguientes:

- En la dirección transversal: IC/DI,CC/DI

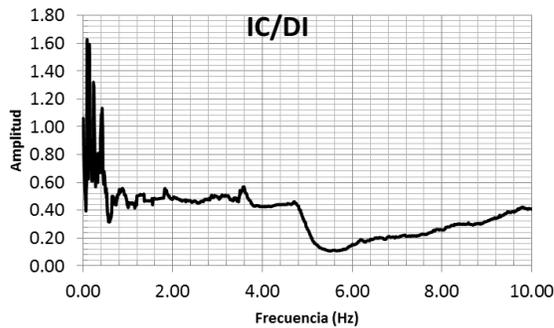


Figura 5.20 Cociente espectral IC/DI en la dirección transversal

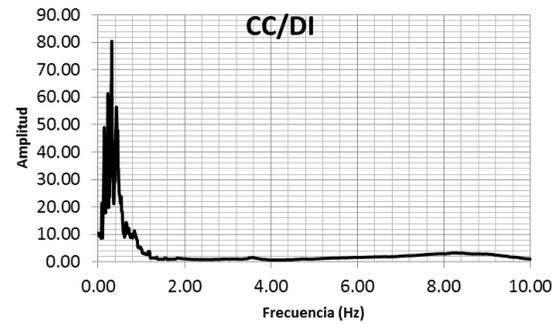


Figura 5.21 Cociente espectral CC/DI en la dirección transversal

De acuerdo con las frecuencias de la tabla 5.2 y las gráficas de los cocientes espectrales (figuras 5.20 y 5.21) calculadas con las relaciones antes mencionadas, se puede asociar un movimiento traslacional en la dirección transversal del edificio, por lo que corresponde a la forma modal en la dirección transversal.

5.2.3.3 Forma modal de torsión en la UIM

Para identificar la torsión en la estructura con base en la ubicación, colocación y medición de los acelerómetros (estaciones) en la UIM, se hace uso de relaciones de cocientes espectrales, las cuales fueron las siguientes:

- En la dirección longitudinal: IC/DI, IC/DS
- En la dirección transversal: IC/DI, IC/DS

En las figuras 5.22 y 5.23 se presenta el cociente espectral IC/DI y IC/DS medidas, correspondientes a la dirección longitudinal y transversal respectivamente. En dichas figuras se puede identificar las frecuencias de vibración del edificio asociadas al movimiento de torsión, en la cual se percibe una frecuencia del orden de 5.40 Hz, que en términos del periodo de vibración es de 0.19 s.

Además, se puede apreciar en estos cocientes, la parte poniente del edificio tiene mayor movimiento que la oriente, lo cual hace evidente cierta flexibilidad que ofrece el edificio en planta, en la zona de baños, en tanto, en la zona de laboratorios se mantiene con menor movimiento debido a la rigidez que aportan los muros de concreto.

Las formas modales medidas experimentalmente concuerdan con lo visto en las mismas formas del modelo matemático UIM-A, cabe mencionar que esto se realizó de forma visual, interpretando los resultados y gráficas de los cocientes espectrales antes citados.

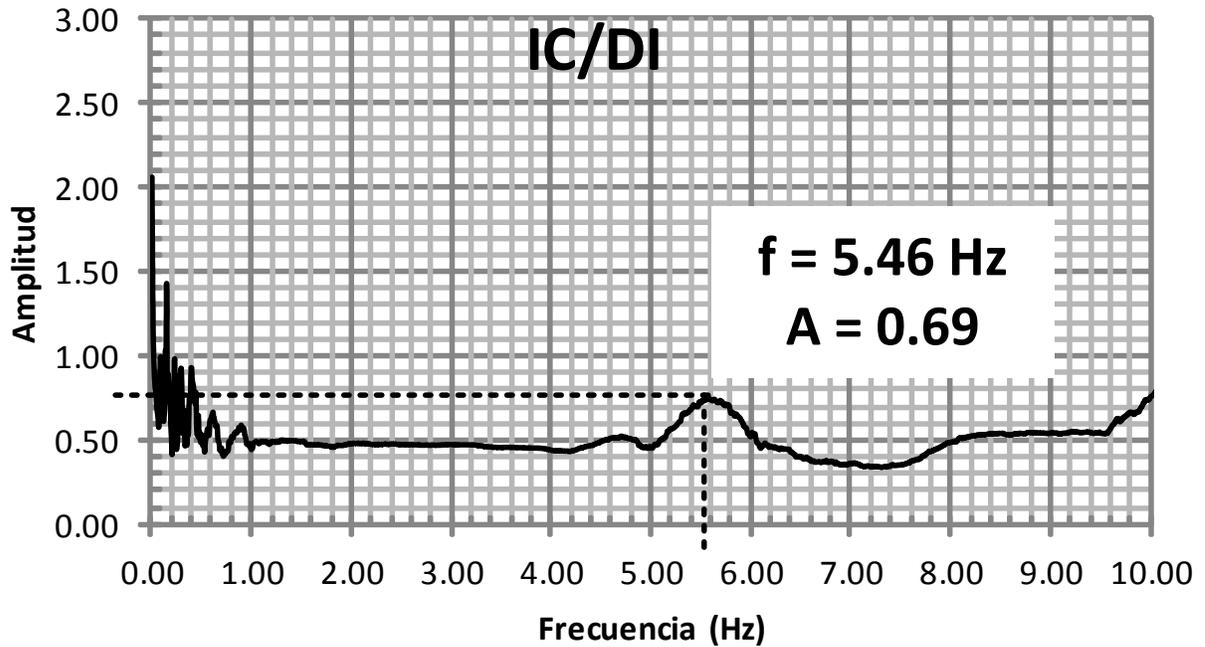


Figura 5.22 Cociente espectral IC/DI en la dirección longitudinal, para identificar torsión en el edificio de la UIM

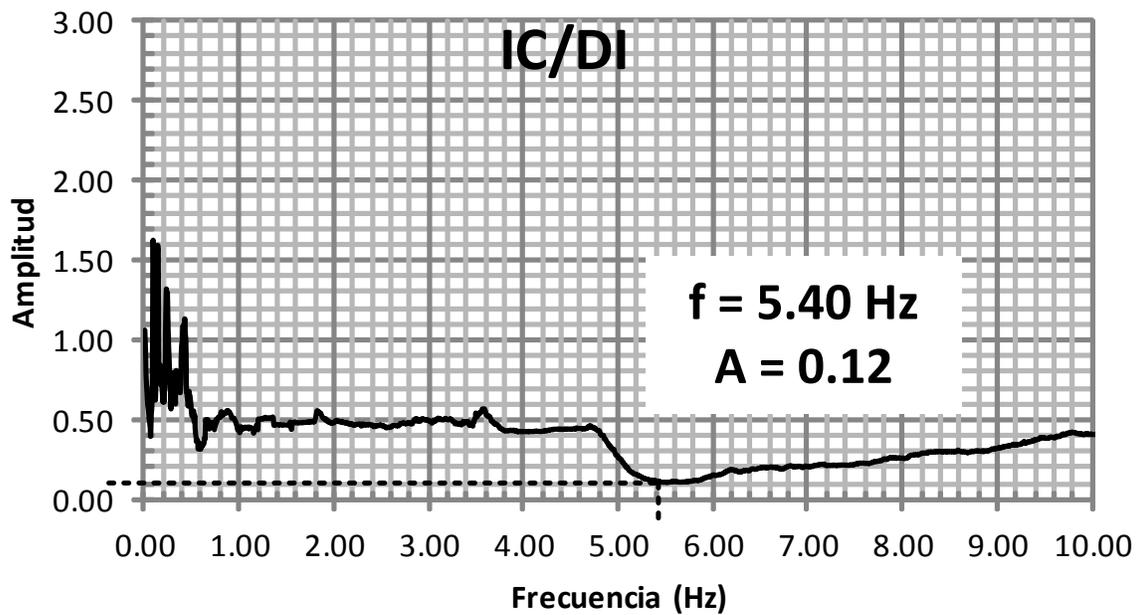


Figura 5.23 Cociente espectral IC/DI en la dirección transversal, para identificar torsión en el edificio de la UIM

5.2.4 Comparación de periodos medidos y analíticos

Existe una diferencia entre los periodos medidos a partir de las pruebas de vibración ambiental y los calculadas analíticamente (Tabla 5.3). Se muestran los valores obtenidos de los periodos correspondientes a los estudios y cálculos que se implementaron en la UIM. Dicha diferencia se debe a que el modelo UIM-A carece de la inclusión de los muros de concreto que aportan rigidez a la estructura y provoca que los periodos tengan una diferencia de 0.45 s y 0.11 s, en la dirección transversal y longitudinal del edificio, respectivamente, entre el modelo numérico y las pruebas de vibración ambiental.

Tabla 5.3 Comparación de periodos analíticos y medidos

Movimiento	Periodo, T (s)		
	Medido	Estimado SAP2000	Estimado Método simplificado
Longitudinal	0.63	0.74	0.60
			0.49
Transversal	0.67	1.12	0.60
			0.49
Torsión	0.19	0.66	-----

5.3 Amortiguamiento medido

El amortiguamiento medido de una estructura se calcula, en pruebas de vibración sísmica, comúnmente con la gráfica del cociente espectral. Sin embargo, en el caso específico de la UIM se hicieron pruebas de vibración ambiental, de tal manera, que la mejor forma de obtener el amortiguamiento es a través de las gráficas del espectro de Fourier, para dichas pruebas se ajusta y dibuja de mejor forma la curva en la frecuencia de interés.

Calcular el amortiguamiento medido con base en pruebas de vibración ambiental no es cosa fácil, se necesita tener la señal procesada para emplear el espectro de Fourier correspondiente al registro correspondiente a la dirección en análisis (longitudinal, transversal y vertical). Además, se puede comentar que para el edificio de la UIM se adecuaron las gráficas de los espectros de Fourier a la gráfica de la figura 3.1 para calcular el amortiguamiento de la estructura aplicando los métodos del ancho de banda y de la potencia media, lo anterior se puede ejemplificar en la figura 5.24.

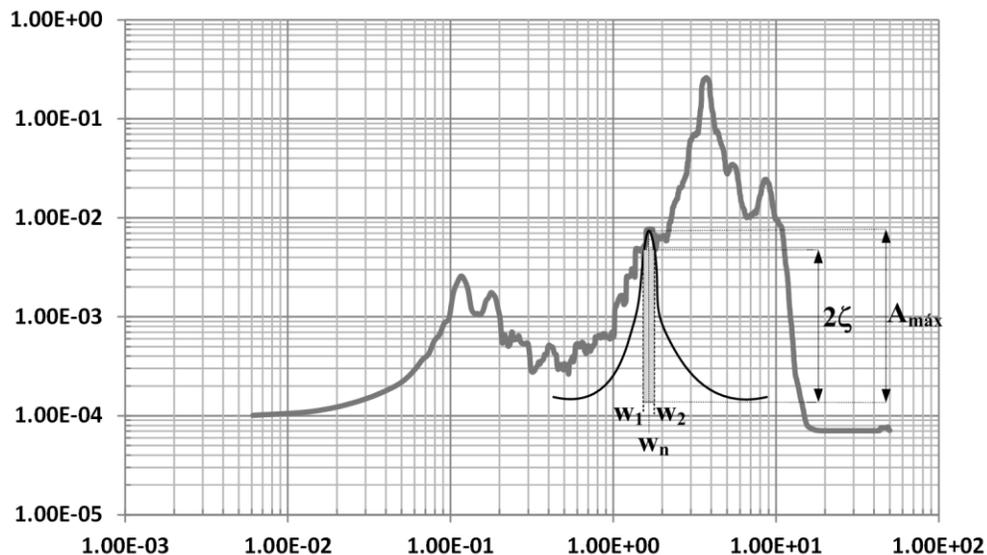


Figura 5.24 Identificación de las frecuencias ω_1 , ω_2 y ω_n , en el espectro de Fourier correspondiente a la señal P1-NA-CC

Obtenidas las frecuencias ω_1 , ω_2 y ω_n , se calcula el amortiguamiento con las fórmulas descritas en el capítulo tres, en el subcapítulo de amortiguamiento, resultando el amortiguamiento medido en porcentaje. Por consiguiente, se calculó el amortiguamiento de la estructura basado en el método de la potencia media y por el método del ancho de banda (Tablas 5.4, 5.5, 5.6, 5.7, 5.8, 5.9, 5.10, 5.11 y 5.12).

Amortiguamiento, prueba 1

Tabla 5.4 Cálculo del amortiguamiento en dirección L

Dirección	Prueba	Nivel	Aparato	$A_{m\acute{a}x}$ (1.00E+04)	2ζ	ω_n (Hz)	ω_1 (Hz)	ω_2 (Hz)	Método del ancho de banda	Método de la potencia media
L	P1	N1	DS	6.98E+02	4.94E+02	1.95E-01	1.93E-01	1.96E-01	0.77%	0.07%
L	P1	N2	DS	1.15E+03	8.13E+02	1.53E-01	1.51E-01	1.55E-01	1.31%	0.04%
L	P1	NA	DS	1.53E+05	1.08E+05	1.28E-01	1.27E-01	1.29E-01	0.78%	0.03%
L	P1	N1	DI	7.95E+01	5.62E+01	1.50E+00	1.47E+00	1.53E+00	2.00%	0.63%
L	P1	N2	DI	2.79E+02	1.97E+02	1.61E+00	1.59E+00	1.65E+00	1.86%	0.18%
L	P1	NA	DI	1.58E+02	1.12E+02	1.59E+00	1.56E+00	1.62E+00	1.89%	0.32%
L	P1	N1	IC	7.91E+01	5.59E+01	1.48E+00	1.45E+00	1.51E+00	2.03%	0.63%
L	P1	N2	IC	8.16E+01	5.77E+01	1.67E+00	1.65E+00	1.69E+00	1.20%	0.61%
L	P1	NA	IC	1.53E+02	1.08E+02	1.59E+00	1.57E+00	1.61E+00	1.26%	0.33%
L	P1	N1	CC	3.61E+01	2.55E+01	1.52E+00	1.49E+00	1.54E+00	1.64%	1.39%
L	P1	N2	CC	3.95E+01	2.79E+01	1.46E+00	1.43E+00	1.49E+00	2.05%	1.27%
L	P1	NA	CC	4.68E+01	3.31E+01	1.50E+00	1.48E+00	1.53E+00	1.67%	1.07%
PROMEDIO =						1.20E+00	1.18E+00	1.22E+00	1.54%	0.55%

Tabla 5.5 Cálculo del amortiguamiento en dirección T

Dirección	Prueba	Nivel	Aparato	$A_{m\acute{a}x}$ (1.00E+04)	2ζ	ω_n (Hz)	ω_1 (Hz)	ω_2 (Hz)	Método del ancho de banda	Método de la potencia media
T	P1	N1	DS	5.89E+02	4.16E+02	1.95E-01	1.94E-01	1.96E-01	0.51%	0.08%
T	P1	N2	DS	7.20E+02	5.09E+02	1.65E-01	1.64E-01	1.66E-01	0.61%	0.07%
T	P1	NA	DS	1.97E+05	1.39E+05	1.28E-01	1.27E-01	1.30E-01	1.17%	0.03%
T	P1	N1	DI	6.51E+01	4.60E+01	1.52E+00	1.48E+00	1.53E+00	1.64%	0.77%
T	P1	N2	DI	9.13E+01	6.46E+01	1.64E+00	1.59E+00	1.68E+00	2.74%	0.55%
T	P1	NA	DI	2.93E+02	2.07E+02	1.76E+00	1.72E+00	1.77E+00	1.42%	0.17%
T	P1	N1	IC	5.31E+01	3.75E+01	1.54E+00	1.49E+00	1.56E+00	2.27%	0.94%
T	P1	N2	IC	2.70E+02	1.91E+02	1.64E+00	1.61E+00	1.67E+00	1.83%	0.19%
T	P1	NA	IC	2.11E+02	1.49E+02	1.43E+00	1.41E+00	1.46E+00	1.75%	0.24%
T	P1	N1	CC	2.83E+01	2.00E+01	1.53E+00	1.50E+00	1.56E+00	1.96%	1.77%
T	P1	N2	CC	6.26E+01	4.43E+01	1.45E+00	1.41E+00	1.48E+00	2.41%	0.80%
T	P1	NA	CC	1.43E+02	1.01E+02	1.79E+00	1.74E+00	1.81E+00	1.96%	0.35%
PROMEDIO =						1.23E+00	1.20E+00	1.25E+00	1.69%	0.50%

Tabla 5.6 Cálculo del amortiguamiento en dirección V

Dirección	Prueba	Nivel	Aparato	$A_{m\acute{a}x}$ (1.00E+04)	2ζ	ω_n (Hz)	ω_1 (Hz)	ω_2 (Hz)	Método del ancho de banda	Método de la potencia media
V	P1	N1	DS	6.68E+02	4.72E+02	2.56E-01	2.54E-01	2.57E-01	0.59%	0.07%
V	P1	N2	DS	9.00E+02	6.36E+02	1.34E-01	1.32E-01	1.35E-01	1.12%	0.06%
V	P1	NA	DS	5.85E+05	4.14E+05	1.28E-01	1.27E-01	1.29E-01	0.78%	0.01%
V	P1	N1	DI	2.58E+01	1.82E+01	1.66E+00	1.62E+00	1.68E+00	1.81%	1.94%
V	P1	N2	DI	5.45E+01	6.46E+01	1.66E+00	1.60E+00	1.68E+00	2.41%	0.92%
V	P1	NA	DI	5.13E+01	3.63E+01	1.59E+00	1.56E+00	1.60E+00	1.26%	0.97%
V	P1	N1	IC	2.32E+01	1.64E+01	1.52E+00	1.48E+00	1.54E+00	1.97%	2.16%
V	P1	N2	IC	3.55E+01	2.51E+01	1.71E+00	1.68E+00	1.74E+00	1.75%	1.41%
V	P1	NA	IC	1.62E+02	1.15E+02	1.81E+00	1.78E+00	1.84E+00	1.66%	0.31%
V	P1	N1	CC	1.23E+01	8.70E+00	1.53E+00	1.51E+00	1.55E+00	1.31%	4.07%
V	P1	N2	CC	1.48E+01	1.05E+01	1.46E+00	1.41E+00	1.49E+00	2.74%	3.38%
V	P1	NA	CC	2.10E+01	1.48E+01	1.59E+00	1.57E+00	1.62E+00	1.57%	2.38%
PROMEDIO =						1.25E+00	1.23E+00	1.27E+00	1.58%	1.47%

Amortiguamiento, prueba 2

Tabla 5.7 Cálculo del amortiguamiento en dirección L

Dirección	Prueba	Nivel	Aparato	A_{\max} (1.00E+04)	2ζ	ω_n (Hz)	ω_1 (Hz)	ω_2 (Hz)	Método del ancho de banda	Método de la potencia media
L	P2	N1	DS	6.08E+02	4.30E+02	1.65E-01	1.64E-01	1.66E-01	0.61%	0.08%
L	P2	N2	DS	6.41E+02	4.53E+02	1.46E-01	1.44E-01	1.48E-01	1.37%	0.08%
L	P2	NA	DS	2.39E+05	1.69E+05	1.83E-01	1.81E-01	1.84E-01	0.82%	0.02%
L	P2	N1	DI	9.87E+01	6.98E+01	1.49E+00	1.45E+00	1.51E+00	2.01%	0.51%
L	P2	N2	DI	2.80E+02	1.98E+02	1.61E+00	1.58E+00	1.62E+00	1.24%	0.18%
L	P2	NA	DI	1.20E+02	8.49E+01	1.59E+00	1.56E+00	1.64E+00	2.52%	0.42%
L	P2	N1	IC	7.84E+02	5.54E+02	1.61E+00	1.58E+00	1.63E+00	1.55%	0.06%
L	P2	N2	IC	7.62E+01	5.39E+01	1.61E+00	1.59E+00	1.64E+00	1.55%	0.66%
L	P2	NA	IC	1.33E+02	9.40E+01	1.73E+00	1.70E+00	1.75E+00	1.45%	0.38%
L	P2	N1	CC	3.82E+02	2.70E+02	1.62E+00	1.58E+00	1.60E+00	0.62%	0.13%
L	P2	N2	CC	3.71E+01	2.62E+01	1.61E+00	1.58E+00	1.62E+00	1.24%	1.35%
L	P2	NA	CC	6.00E+01	4.24E+01	1.61E+00	1.58E+00	1.64E+00	1.86%	0.83%
PROMEDIO =						1.25E+00	1.22E+00	1.26E+00	1.40%	0.39%

Tabla 5.8 Cálculo del amortiguamiento en dirección T

Dirección	Prueba	Nivel	Aparato	$A_{m\acute{a}x}$ (1.00E+04)	2ζ	ω_n (Hz)	ω_1 (Hz)	ω_2 (Hz)	Método del ancho de banda	Método de la potencia media
T	P2	N1	DS	4.60E+02	3.25E+02	2.14E-01	2.10E-01	2.16E-01	1.40%	0.11%
T	P2	N2	DS	3.88E+02	2.74E+02	1.22E-01	1.20E-01	1.24E-01	1.64%	0.13%
T	P2	NA	DS	3.21E+05	2.27E+05	1.83E-01	1.81E-01	1.84E-01	0.82%	0.02%
T	P2	N1	DI	1.72E+02	1.22E+02	1.52E+00	1.49E+00	1.53E+00	1.32%	0.29%
T	P2	N2	DI	8.71E+01	6.16E+01	1.61E+00	1.57E+00	1.62E+00	1.55%	0.57%
T	P2	NA	DI	1.92E+02	1.36E+02	1.47E+00	1.42E+00	1.49E+00	2.38%	0.26%
T	P2	N1	IC	2.60E+02	1.84E+02	1.76E+00	1.72E+00	1.79E+00	1.99%	0.19%
T	P2	N2	IC	2.49E+02	1.76E+02	1.80E+00	1.77E+00	1.82E+00	1.39%	0.20%
T	P2	NA	IC	2.04E+02	1.44E+02	1.61E+00	1.58E+00	1.63E+00	1.55%	0.25%
T	P2	N1	CC	1.37E+02	9.69E+01	1.75E+00	1.71E+00	1.77E+00	1.71%	0.36%
T	P2	N2	CC	1.40E+02	9.90E+01	1.61E+00	1.58E+00	1.64E+00	1.86%	0.36%
T	P2	NA	CC	9.38E+01	6.63E+01	1.46E+00	1.43E+00	1.48E+00	1.71%	0.53%
PROMEDIO =						1.26E+00	1.23E+00	1.27E+00	1.61%	0.27%

Tabla 5.9 Cálculo del amortiguamiento en dirección V

Dirección	Prueba	Nivel	Aparato	$A_{\text{máx}}$ (1.00E+04)	2ζ	ω_n (Hz)	ω_1 (Hz)	ω_2 (Hz)	Método del ancho de banda	Método de la potencia media
V	P2	N1	DS	5.61E+02	3.97E+02	1.65E-01	1.63E-01	1.66E-01	0.91%	0.09%
V	P2	N2	DS	5.01E+02	3.54E+02	1.40E-01	1.38E-01	1.41E-01	1.07%	0.10%
V	P2	NA	DS	8.82E+05	6.24E+05	1.89E-01	1.88E-01	1.90E-01	0.53%	0.01%
V	P2	N1	DI	3.45E+01	2.44E+01	1.39E+00	1.38E+00	1.40E+00	0.72%	1.45%
V	P2	N2	DI	5.19E+01	6.16E+01	1.70E+00	1.68E+00	1.74E+00	1.76%	0.96%
V	P2	NA	DI	4.00E+01	2.83E+01	1.61E+00	1.58E+00	1.63E+00	1.55%	1.25%
V	P2	N1	IC	3.38E+01	2.39E+01	1.79E+00	1.77E+00	1.83E+00	1.68%	1.48%
V	P2	N2	IC	3.28E+01	2.32E+01	1.61E+00	1.58E+00	1.62E+00	1.24%	1.52%
V	P2	NA	IC	4.93E+01	3.49E+01	1.42E+00	1.41E+00	1.43E+00	0.70%	1.01%
V	P2	N1	CC	1.95E+01	1.38E+01	1.75E+00	1.69E+00	1.77E+00	2.29%	2.56%
V	P2	N2	CC	1.97E+01	1.39E+01	1.68E+00	1.63E+00	1.70E+00	2.08%	2.54%
V	P2	NA	CC	2.89E+01	2.04E+01	1.59E+00	1.57E+00	1.63E+00	1.89%	1.73%
PROMEDIO =						1.25E+00	1.23E+00	1.27E+00	1.37%	1.23%

Amortiguamiento, prueba 3

Tabla 5.10 Cálculo del amortiguamiento en dirección L

Dirección	Prueba	Nivel	Aparato	$A_{m\acute{a}x}$ (1.00E+04)	2ζ	ω_n (Hz)	ω_1 (Hz)	ω_2 (Hz)	Método del ancho de banda	Método de la potencia media
L	P2	N1	DS	3.59E+02	2.54E+02	1.10E-01	1.09E-01	1.11E-01	0.91%	0.14%
L	P2	N2	DS	5.52E+02	3.90E+02	1.04E-01	1.01E-01	1.08E-01	3.37%	0.09%
L	P2	NA	DS	8.52E+04	6.02E+04	1.65E-01	1.63E-01	1.67E-01	1.21%	0.06%
L	P2	N1	DI	9.46E+01	6.69E+01	1.40E+00	1.38E+00	1.42E+00	1.43%	0.53%
L	P2	N2	DI	2.78E+02	1.97E+02	1.62E+00	1.61E+00	1.65E+00	1.23%	0.18%
L	P2	NA	DI	1.19E+02	8.41E+01	1.57E+00	1.55E+00	1.60E+00	1.59%	0.42%
L	P2	N1	IC	9.85E+01	6.97E+01	1.46E+00	1.45E+00	1.48E+00	1.03%	0.51%
L	P2	N2	IC	9.72E+01	6.87E+01	1.63E+00	1.62E+00	1.65E+00	0.92%	0.51%
L	P2	NA	IC	1.76E+02	1.24E+02	1.37E+00	1.35E+00	1.39E+00	1.46%	0.28%
L	P2	N1	CC	4.92E+01	3.48E+01	1.40E+00	1.39E+00	1.42E+00	1.07%	1.02%
L	P2	N2	CC	5.02E+01	3.55E+01	1.62E+00	1.59E+00	1.65E+00	1.85%	1.00%
L	P2	NA	CC	9.14E+00	6.46E+00	1.78E+00	1.74E+00	1.80E+00	1.69%	5.47%
PROMEDIO =						1.19E+00	1.17E+00	1.20E+00	1.48%	0.85%

Tabla 5.11 Cálculo del amortiguamiento en dirección T

Dirección	Prueba	Nivel	Aparato	$A_{m\acute{a}x}$ (1.00E+04)	2ζ	ω_n (Hz)	ω_1 (Hz)	ω_2 (Hz)	Método del ancho de banda	Método de la potencia media
T	P2	N1	DS	4.47E+02	3.16E+02	1.22E-01	1.20E-01	1.25E-01	2.05%	0.11%
T	P2	N2	DS	4.56E+02	3.22E+02	1.16E-01	1.13E-01	1.20E-01	3.02%	0.11%
T	P2	NA	DS	1.15E+05	8.13E+04	1.65E-01	1.63E-01	1.67E-01	1.21%	0.04%
T	P2	N1	DI	1.22E+02	8.63E+01	1.37E+00	1.35E+00	1.39E+00	1.46%	0.41%
T	P2	N2	DI	1.11E+02	7.85E+01	1.64E+00	1.62E+00	1.65E+00	0.91%	0.45%
T	P2	NA	DI	2.31E+02	1.63E+02	1.37E+00	1.35E+00	1.39E+00	1.46%	0.22%
T	P2	N1	IC	1.16E+02	8.20E+01	1.36E+00	1.33E+00	1.37E+00	1.47%	0.43%
T	P2	N2	IC	2.55E+02	1.80E+02	1.62E+00	1.60E+00	1.64E+00	1.23%	0.20%
T	P2	NA	IC	2.89E+02	2.04E+02	1.37E+00	1.36E+00	1.39E+00	1.09%	0.17%
T	P2	N1	CC	5.99E+01	4.24E+01	1.49E+00	1.46E+00	1.52E+00	2.01%	0.83%
T	P2	N2	CC	1.46E+02	1.03E+02	1.78E+00	1.75E+00	1.79E+00	1.12%	0.34%
T	P2	NA	CC	1.10E+02	7.78E+01	1.42E+00	1.40E+00	1.44E+00	1.41%	0.45%
PROMEDIO =						1.15E+00	1.13E+00	1.17E+00	1.54%	0.31%

Tabla 5.12 Cálculo del amortiguamiento en dirección V

Dirección	Prueba	Nivel	Aparato	$A_{m\acute{a}x}$ (1.00E+04)	2ζ	ω_n (Hz)	ω_1 (Hz)	ω_2 (Hz)	Método del ancho de banda	Método de la potencia media
V	P2	N1	DS	3.08E+02	2.18E+02	1.10E-01	1.09E-01	1.12E-01	1.36%	0.16%
V	P2	N2	DS	4.32E+02	3.05E+02	1.16E-01	1.14E-01	1.17E-01	1.29%	0.12%
V	P2	NA	DS	3.52E+05	2.49E+05	1.65E-01	1.64E-01	1.66E-01	0.61%	0.01%
V	P2	N1	DI	3.69E+01	2.61E+01	1.40E+00	1.37E+00	1.41E+00	1.43%	1.36%
V	P2	N2	DI	5.51E+01	7.85E+01	1.61E+00	1.60E+00	1.63E+00	0.93%	0.91%
V	P2	NA	DI	6.37E+01	4.50E+01	1.81E+00	1.79E+00	1.85E+00	1.66%	0.78%
V	P2	N1	IC	2.81E+01	1.99E+01	1.56E+00	1.54E+00	1.58E+00	1.28%	1.78%
V	P2	N2	IC	5.62E+01	3.97E+01	1.65E+00	1.63E+00	1.66E+00	0.91%	0.89%
V	P2	NA	IC	3.20E+01	2.26E+01	1.37E+00	1.36E+00	1.38E+00	0.73%	1.56%
V	P2	N1	CC	1.47E+01	1.04E+01	1.55E+00	1.54E+00	1.56E+00	0.65%	3.40%
V	P2	N2	CC	2.34E+01	1.65E+01	1.63E+00	1.62E+00	1.65E+00	0.92%	2.14%
V	P2	NA	CC	2.65E+02	1.87E+02	1.70E+00	1.69E+00	1.71E+00	0.59%	0.19%
PROMEDIO =						1.22E+00	1.21E+00	1.24E+00	1.03%	1.11%

Amortiguamiento promedio

El amortiguamiento promedio obtenido de las pruebas de vibración ambiental se presentan en la tabla 5.13, donde se calculó en forma separada las tres direcciones en estudio, con las dos fórmulas de amortiguamiento obtenidas de Macías y Alcántara (1998) y Chopra (1995), respectivamente.

Tabla 5.13 Cálculo del amortiguamiento promedio en las tres distintas pruebas y en las tres direcciones

DIRECCIÓN	PRUEBA						PROMEDIO	
	1		2		3			
	Método del ancho de banda	Método de la potencia media	Método del ancho de banda	Método de la potencia media	Método del ancho de banda	Método de la potencia media	Método del ancho de banda	Método de la potencia media
L	1.54%	0.54%	1.40%	0.39%	1.48%	0.85%	1.47%	0.59%
T	1.69%	0.49%	1.61%	0.27%	1.54%	0.31%	1.61%	0.36%
V	1.58%	1.47%	1.37%	1.23%	1.03%	1.11%	1.33%	1.27%

Se pueden comparar los valores de amortiguamiento resultantes de las pruebas de vibración ambiental con los valores recomendados del 2% que suele asignarse a las estructuras de acero de acuerdo con Chopra (1995). Para estructuras híbridas, por ejemplo el edificio de la UIM, el método más adecuado para calcular el amortiguamiento crítico es utilizar el ancho de banda, ya que, los resultados obtenidos con este método son más coherentes y cercanos a los valores recomendados. Además, dicho método considera más variables que el de la potencia media por lo que los valores obtenidos suelen tener mayor exactitud y confiabilidad.

5.4 Implicaciones en el análisis y diseño sísmico de edificios

En el caso de la UIM se tuvo la dificultad en el modelado y en la consideración de los muros de cortante, ya que, en su perímetro no están ligados directamente a la estructura principal, los muros están al paño de columnas y en algunos casos separados en varios centímetros de las columnas. Debido a lo anterior, los valores de los periodos calculados con las pruebas de vibración ambiental, se encuentran entre los resultados de los dos modelos considerados (UIM-A y UIM-B).

Además, se puede mencionar que los muros de concreto reforzado en la UIM si aportan cierta rigidez a la estructura, pero la manera en que están contruidos y distribuidos al parecer no es la óptima para que aporten todas sus propiedades a la estructura principal. Como consecuencia, se tienen que adoptar consideraciones especiales para poder ligar numéricamente los muros de concreto reforzado con la estructura principal en el modelo.

Sin embargo, se puede utilizar y validar como aceptable el modelo UIM-A, debido a que este modelo representa las formas modales identificadas (movimientos de traslación y rotación) en las pruebas de vibración ambiental. Por el contrario, el modelo UIM-B, presenta movimientos verticales lo cual no se identifica en las formas modales medidas en las pruebas de vibración ambiental, por lo que se desprecia este modelo para un análisis dinámico.

CAPÍTULO 6. EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA UIM

Con base en las propiedades dinámicas identificadas en este tipo de estructuras, se procedió a realizar una evaluación de la respuesta sísmica ante diferentes escenarios sísmicos, al tomar en consideración que se dispone de una ley de atenuación espectral desarrollada por Rivera, *et. al.*, (2011), y con ello tener una valoración de su seguridad estructural.

Una ley de atenuación es una expresión semiempírica que relaciona Magnitud-Distancia-Intensidad sísmica, en donde, la intensidad sísmica puede estar referida a la aceleración, velocidad y desplazamiento; sin embargo, comúnmente se emplea la aceleración como parámetro representativo para evaluar el impacto del sismo sobre las construcciones (Rivera, *et. al.*, 2011).

De acuerdo con el trabajo de Rivera, *et. al.* (2011), se puede emplear la siguiente ley de atenuación espectral:

$$\ln(y) = C_1 + C_2M + C_3(8.5M)^{2.5} + C_4 \ln(r_{rup} + \exp(C_5 + C_6M)) + C_7 \ln(r_{rup} + 2) \quad (6.1)$$

$$a(T) = \frac{y}{\alpha_0}; \quad 0s \leq T \leq 0.5s \quad (6.2)$$

$$a(T) = \frac{y}{\alpha_1(T) - \alpha_2}; \quad 0.5s \leq T \leq 4s \quad (6.3)$$

donde,

y aceleración espectral base en cm/s^2

T periodo de vibración natural de la estructura en s

M magnitud del sismo (mayores a 6 grados)

r_{rup} distancia entre el epicentro y el sitio de interés

C_i coeficientes que son función de T (tabla 6.1)

$\alpha(T)$ aceleración espectral estimada. Los valores de α_0 , α_1 y α_2 , se muestran en la tabla 6.2

Tabla 6.1 Valores de los coeficientes C_i

	Periodos (s)	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	C_7
Para $M \leq 6.5$	PGA	-0.624	1.0	0.000	-2.100	1.29649	0.250	0.000
	0.07	0.110	1.0	0.006	-2.128	1.29649	0.250	-0.082
	0.10	0.275	1.0	0.006	-2.148	1.29649	0.250	-0.041
	0.20	0.153	1.0	-0.004	-2.080	1.29649	0.250	0.000
	0.30	-0.057	1.0	-0.017	-2.028	1.29649	0.250	0.000
	0.40	-0.298	1.0	-0.028	-1.990	1.29649	0.250	0.000
	0.50	-0.588	1.0	-0.040	-1.945	1.29649	0.250	0.000
	0.75	-1.208	1.0	-0.050	-1.865	1.29649	0.250	0.000
	1.00	-1.705	1.0	-0.055	-1.800	1.29649	0.250	0.000
	1.50	-2.945	1.0	-0.065	-1.725	1.29649	0.250	0.000
	2.00	-2.945	1.0	-0.070	-1.670	1.29649	0.250	0.000
	3.00	-3.700	1.0	-0.080	-1.610	1.29649	0.250	0.000
4.00	-4.230	1.0	-0.100	-1.570	1.29649	0.250	0.000	
Para $M > 6.5$	PGA	-1.274	1.1	0.000	-2.100	-0.48451	0.524	0.000
	0.07	-0.540	1.1	0.006	-2.128	-0.48451	0.524	-0.082
	0.10	-0.375	1.1	0.006	-2.148	-0.48451	0.524	-0.041
	0.20	-0.497	1.1	-0.004	-2.080	-0.48451	0.524	0.000
	0.30	-0.707	1.1	-0.017	-2.028	-0.48451	0.524	0.000
	0.40	-0.948	1.1	-0.028	-1.990	-0.48451	0.524	0.000
	0.50	-1.238	1.1	-0.040	-1.945	-0.48451	0.524	0.000
	0.75	-1.858	1.1	-0.050	-1.865	-0.48451	0.524	0.000
	1.00	-2.355	1.1	-0.055	-1.800	-0.48451	0.524	0.000
	1.50	-3.057	1.1	-0.065	-1.725	-0.48451	0.524	0.000
	2.00	-3.595	1.1	-0.070	-1.670	-0.48451	0.524	0.000
	3.00	-4.350	1.1	-0.080	-1.610	-0.48451	0.524	0.000
4.00	-4.880	1.1	-0.100	-1.570	-0.48451	0.524	0.000	

Nota: Para fallas de intraplaca la amplitud obtenida se deberá multiplicar por 1.2

Tabla 6.2 Valores de α_0 , α_1 y α_2

Componente	α_0	α_1	α_2
N-S	1.20	18	7
E-W	1.50	26	11
V	6.50	100	43

Con base en lo anterior, se construye un espectro de respuesta (Figura 6.1) que representa las posibles aceleraciones que se experimentarían en el lugar tomando un sismo como referencia. El sismo que se decidió tomar es el sismo ocurrido en Acambay, Estado de México, en 1912, el cual tuvo una magnitud de 6.9 en la escala de Richter y con una distancia de 80 km del epicentro a nuestro sitio de interés.

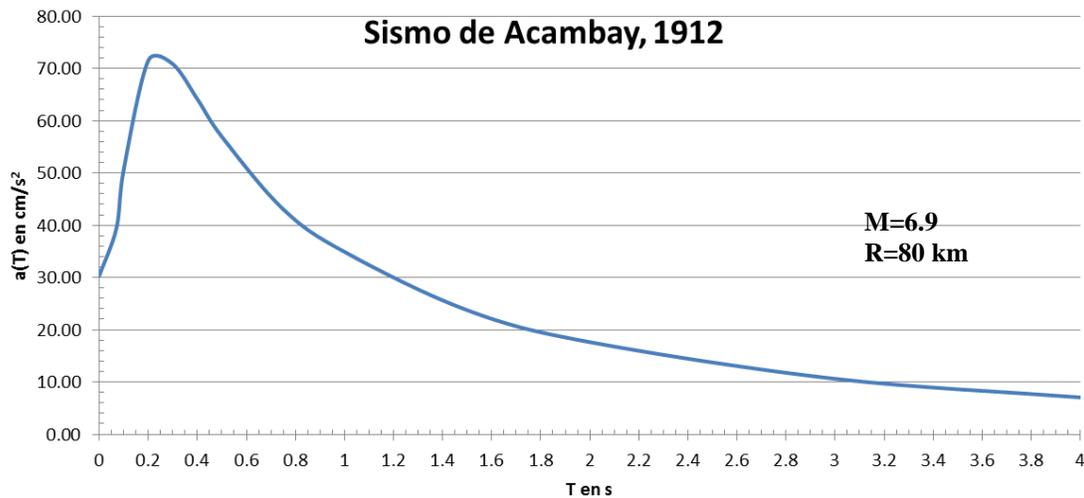


Figura 6.1 Espectro de respuesta del sismo de Acambay (1912) para el municipio de Naucalpan en suelo firme

Considerando el sismo sucedido frente a las costas de Michoacán el 19 de septiembre de 1985, se reproduce el espectro de respuesta que se produce en la FES Acatlán (Figura 6.2) correspondiente a este evento que ha sido el que ha causado mayor destrucción en la ciudad de México y sus alrededores. La magnitud fue de 8.1 en la escala de Richter y su distancia es de 400 km del epicentro a nuestro sitio en estudio.

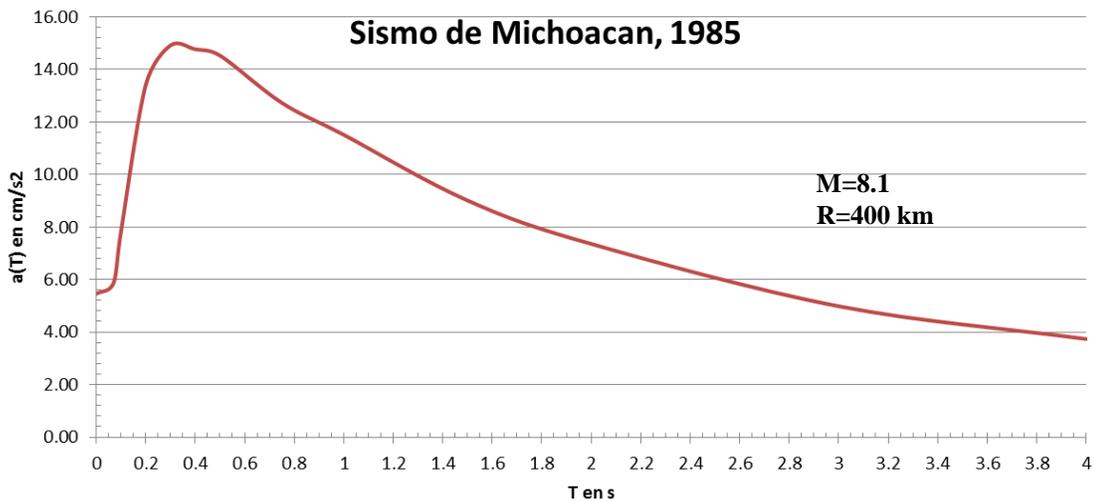


Figura 6.2 Espectro de respuesta del sismo de Michoacán (1985) para el municipio de Naucalpan en suelo firme

También es importante reconocer el máximo daño que se presentaría en la estructura a causa de un evento extraordinario, para tal efecto, se simula un sismo que se encuentra a una distancia de 80 km del epicentro a la UIM y con una magnitud tempestiva de 8.1 en la escala de Richter. De acuerdo con la ley de atenuación espectral, se construye un espectro de respuesta tal como el de la figura 6.3 para las características mencionadas.

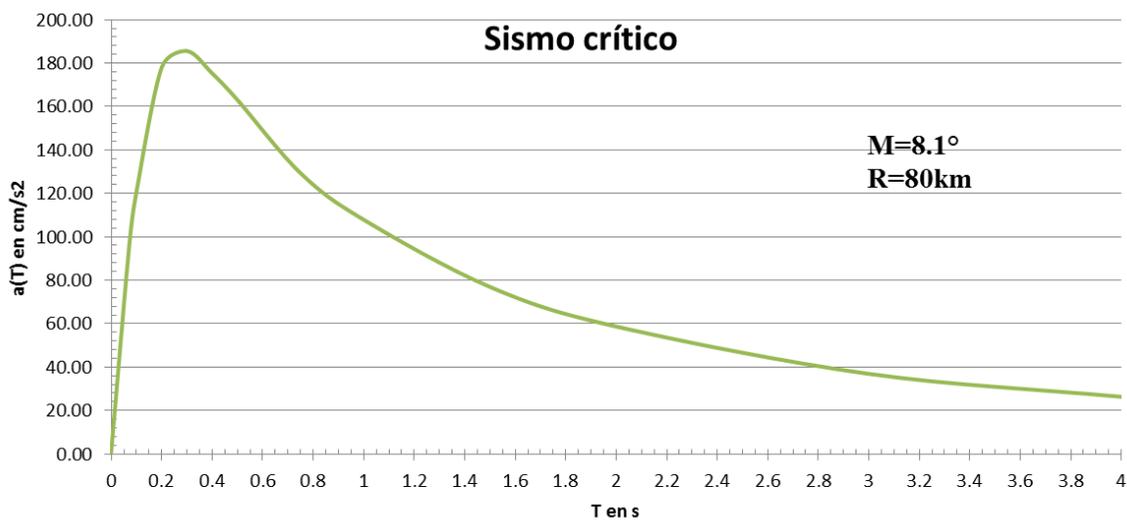


Figura 6.3 Espectro de respuesta de un sismo crítico para el municipio de Naucalpan en suelo firme

Cabe recordar que para el diseño por sismo, se analiza la estructura en las direcciones longitudinal y transversal respectivamente, tal como señalan las NTC-Sismo (2004), en el caso del inmueble en cuestión la dirección Y corresponde a la dirección transversal y X corresponde a la dirección longitudinal.

Para visualizar de mejor forma los desplazamientos que se producen en la UIM a causa de los sismos, se ha recurrido a localizar puntos en distintas partes del modelo tal como se muestra en la figura 6.4. Los valores de los desplazamientos se muestran en las tablas 6.3, 6.4 y 6.5 para el sismo de Acambay, Michoacán y el sismo crítico, respectivamente. Tomando en cuenta las direcciones correspondientes (longitudinal, transversal y vertical) de la estructura; señalando a su vez la dirección en la que predomina el sismo (sismo en “x” y sismo en “y”).

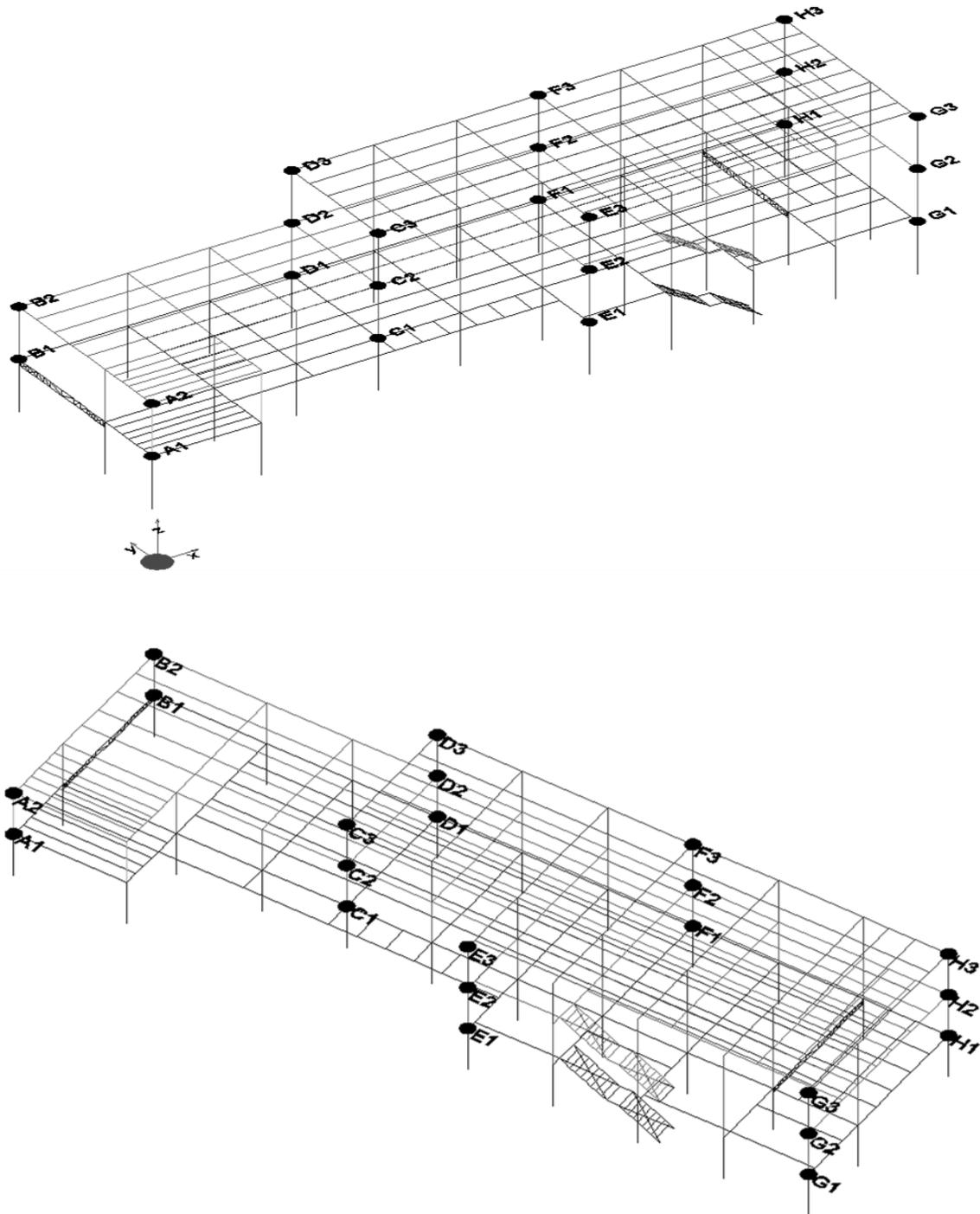


Figura 6.4 Localización de los puntos donde se extraen los desplazamientos en la UIM

Tabla 6.4 Desplazamientos producidos en la UIM debido al sismo de Michoacán (1985)

	Dirección del sismo	Dirección del desplazamiento	Nivel	Desplazamiento (cm)							
				A	B	C	D	E	F	G	H
M I C H O A C Á N 1 9 8 5	S _x	L	3	-	-	0.30	0.29	0.30	0.29	0.30	0.29
			2	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
			1	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
		T	3	-	-	0.12	0.12	0.15	0.16	0.21	0.21
			2	0.05	0.05	0.07	0.07	0.09	0.10	0.14	0.14
			1	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.04	0.05	0.05
		V	3	-	-	0	0	0	0	0	0
			2	0	0	0	0	0	0	0	0
			1	0	0	0	0	0	0	0	0
	S _y	L	3	-	-	0.10	0.11	0.13	0.11	0.13	0.11
			2	0.09	0.08	0.07	0.08	0.09	0.08	0.09	0.08
			1	0.04	0.03	0.03	0.03	0.04	0.03	0.04	0.03
T		3	-	-	0.39	0.39	0.49	0.54	0.71	0.71	
		2	0.16	0.16	0.22	0.22	0.30	0.34	0.48	0.48	
		1	0.06	0.06	0.08	0.08	0.11	0.12	0.18	0.18	
V		3	-	-	0	0	0	0	0	0	
		2	0	0	0	0	0	0	0	0	
		1	0	0	0	0	0	0	0	0	

Tabla 6.5 Desplazamientos producidos en la UIM debido a un sismo crítico, debido al caso más crítico de acuerdo con Rivera, et. al., (2011)

	Dirección del sismo	Dirección del desplazamiento	Nivel	Desplazamiento (cm)							
				A	B	C	D	E	F	G	H
S I S M O	Sx	L	3	-	-	3.26	3.20	3.30	3.20	3.30	3.20
			2	2.22	2.22	2.21	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22
			1	0.88	0.89	0.88	0.89	0.88	0.89	0.88	0.89
		T	3	-	-	1.20	1.20	1.44	1.60	2.11	2.11
			2	0.54	0.54	0.67	0.67	0.89	1.02	1.42	1.42
			1	0.20	0.20	0.24	0.24	0.32	0.37	0.52	0.52
		V	3	-	-	0	0	0	0	0.01	0.01
			2	0	0	0	0	0	0	0.01	0.01
			1	0	0	0	0	0	0	0	0
S U P U E S T O	Sy	L	3	-	-	1.07	1.17	1.44	1.17	1.44	1.17
			2	0.99	0.84	0.73	0.84	0.99	0.84	0.99	0.84
			1	0.38	0.33	0.29	0.33	0.38	0.33	0.38	0.33
		T	3	-	-	3.96	3.96	4.81	5.32	7.04	7.04
			2	1.78	1.78	2.25	2.25	2.97	3.39	4.74	4.74
			1	0.64	0.64	0.80	0.80	1.07	1.23	1.74	1.74
		V	3	-	-	0	0	0.02	0	0.03	0.01
			2	0	0	0	0	0.02	0	0.03	0.01
			1	0	0	0	0	0.01	0	0.02	0

Primeramente se puede ver que los puntos donde la estructura tiene mayores desplazamientos son G3 y H3 para los sismos expuestos. La diferencia de valores de desplazamiento entre los tres modelos se encuentra primordialmente en la distancia entre el epicentro del sismo de Michoacán y la UIM es grande (400 km); además la distancia entre epicentro del sismo de Acambay y la UIM es corta (80 km), a pesar de que la magnitud es considerable en este tipo de terreno, pasa a segundo término pero no deja de ser importante.

Consecuentemente se toman los valores de desplazamiento del punto “G” (mostrado en las figuras 6.3, 6.4 y 6.5), para el sismo de Acambay (1912), para el sismo de Michoacán (1985) y para el sismo crítico, respectivamente.

Con los datos anteriores se construye una tabla para cada caso; sismo de Acambay (tabla 6.6); sismo de Michoacán (tabla 6.7); y el sismo crítico (tabla 6.8); en donde se calculan las distorsiones de entrepiso para los casos más críticos de desplazamiento.

Tabla 6.6 Distorsiones calculadas de entrepiso para el sismo de Acambay (1912) en el punto “G”

Dirección del sismo	Dirección del desplazamiento	Nivel	Desplazamiento Δ_i (cm)	Altura de entrepiso h_i (cm)	Distorsión $\gamma_i = \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{h_i}$
Sx	L	3	1.05	265	0.001
		2	0.71	265	0.002
		1	0.28	265	0.001
		0	0.00	265	0.000
Sy	T	3	2.16	265	0.003
		2	1.45	265	0.003
		1	0.54	265	0.002
		0	0.00	265	0.000

Tabla 6.7 Distorsiones calculadas de entrepiso para el sismo de Michoacán (1985) en el punto "G"

Dirección del sismo	Dirección del desplazamiento	Nivel	Desplazamiento Δ_i (cm)	Altura de entrepiso h_i (cm)	Distorsión $\gamma_i = \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{h_i}$
Sx	L	3	0.30	265	0.000
		2	0.20	265	0.000
		1	0.08	265	0.000
		0	0.00	265	0.000
Sy	T	3	0.71	265	0.001
		2	0.48	265	0.001
		1	0.18	265	0.001
		0	0.00	265	0.000

Tabla 6.8 Distorsiones calculadas de entrepiso para el sismo crítico en el punto "G"

Dirección del sismo	Dirección del desplazamiento	Nivel	Desplazamiento Δ_i (cm)	Altura de entrepiso h_i (cm)	Distorsión $\gamma_i = \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{h_i}$
Sx	L	3	3.30	265	0.004
		2	2.22	265	0.005
		1	0.88	265	0.003
		0	0.00	265	0.000
Sy	T	3	7.04	265	0.009
		2	4.74	265	0.011
		1	1.74	265	0.007
		0	0.00	265	0.000

Realizando una comparación de distorsiones calculadas contra distorsiones teóricas extraídas de reglamentos e investigaciones experimentales. Dicho lo anterior, el apéndice A de las NTC-Sismo (2004), establece una distorsión máxima para diversos sistemas estructurales comunes.

Cabe recordar que el edificio de la UIM es un sistema estructural combinado donde influyen columnas de concreto y vigas de acero, por lo que este sistema estructural no se encuentra, como tal, en los reglamentos y se hace complicada la predicción, así como la diferenciación de algunos valores base para los criterios de diseño; no obstante, se tomará como marcos de concreto con ductilidad limitada ($Q = 1$ ó 2), debido a que las fuerzas laterales son soportadas por columnas de concreto reforzado y se necesita conocer el comportamiento de la estructura en el caso más crítico, es decir, con una ductilidad (Q) igual a uno.

El considerar como marcos de concreto como sistema estructural tiene como base el conjunto de las columnas aporta mayor rigidez que el conjunto de trabes en cada entre piso, por tanto de la tabla 6.9 y 6.10 se obtienen valores de distorsión de entrepiso con lo que se hace una comparación de distorsiones teóricas y distorsiones calculadas en la tabla 6.11.

Tabla 6.9 Distorsiones de entrepiso admisibles conforme al Apéndice A de las NTC-Sismo, 2004

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles concreto reforzado (Q=3 ó 4).	0.030
Marcos de concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2).	0.015
Losas planas sin muros o contravientos.	0.015
Marcos dúctiles de acero (Q=3 ó 4).	0.030
Marcos de acero con ductilidad limitada (Q=1 ó 2).	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos.	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos.	0.015
Marcos combinados con marcos dúctiles de concreto (Q=3).	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q=1 ó 2).	0.010
Muros diafragma.	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla.	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas y reforzada con malla.	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior.	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada o con refuerzo interior.	0.0015

Tabla 6.10 Distorsiones de entrepiso asociadas al estado límite de falla para diferentes sistemas estructurales (Meli y Reyes, 2002)

Sistema estructural	Distorsión asociada a:		
	Agrietamiento considerable	Inicio de la fluencia ¹ Pandeo local ² Inicio del agrietamiento diagonal ³	Colapso incipiente
Marcos dúctiles concreto reforzado (Q=3 Ó 4)	0.005	0.010 ¹	0.030
Marcos de concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.005	0.010 ¹	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.005	0.008 ¹	0.015
Marcos dúctiles de acero (Q = 3 ó 4)	-	0.010 ¹	0.030
Marcos de acero con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	-	0.007 ¹	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	-	0.004 ¹	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	-	0.005 ²	0.015
Marcos combinados con marcos dúctiles de concreto (Q = 3)	0.002	0.005 ¹	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.002	0.005 ¹	0.010
Muros diafragma	-	0.002 ³	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	-	0.001 ³	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas y reforzada con malla.	-	0.001 ³	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior.	-	0.0007 ³	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada o con refuerzo interior.	-	0.0005 ³	0.0015

Se observa en la tabla 6.11, ante cualquiera de los tres eventos comparados, el inmueble de la UIM no corre riesgo alguno de un colapso, pero sí se puede señalar que ante un sismo con características destructivas como el sismo crítico, los elementos estructurales (trabes y columnas), de la estructura bajo estudio, comienzan a deformarse y los elementos no estructurales como muros divisorios tendrían un agrietamiento considerable. También, las tuberías de las instalaciones de agua potable, gas y otros fluidos que se tengan en los laboratorios muy probablemente se verían afectadas, poniendo en riesgo no solo la seguridad del inmueble sino de las personas mismas.

Tabla 6.11 Comparación entre distorsiones teóricas y calculadas

Dirección del desplazamiento	Nivel	Distorsión calculada			Distorsión teórica			
		Acambay (1912)	Michoacán (1985)	Sismo crítico	Agrietamiento considerable	Inicio de la fluencia Pandeo local Inicio del agrietamiento diagonal	Colapso incipiente	RCDF 2004 NTC-S Apéndice A
L	3	0.001	0.000	0.004	0.005	0.010	0.015	0.015
	2	0.002	0.000	0.005				
	1	0.001	0.000	0.003				
	0	0.000	0.000	0.000				
T	3	0.003	0.001	0.009	0.005	0.010	0.015	0.015
	2	0.003	0.001	0.011				
	1	0.002	0.001	0.007				
	0	0.000	0.000	0.000				

Los sismos que se consideraron son de intensidad moderada a fuerte, por lo que quedan exentos los sismos de baja intensidad, sin embargo, los sismos que normalmente tienen ocurrencia son los originados en las costas del pacífico, a distancias mayores a los 300 km de distancia al epicentro.

CONCLUSIONES

En los valores de los periodos obtenidos de la pruebas de vibración ambiental, se observa una diferencia considerable con los valores obtenidos a partir de los modelos numéricos. Sin embargo, la aportación de la rigidez que le dan los muros de concreto a la estructura es suficiente, de modo que, la modelación realizada no es la más adecuada para simular esta estructura, por lo que sería óptimo modelar y realizar consideraciones especiales en la unión entre los muros de concreto y las columnas; de esta forma se haría una evaluación de la respuesta sísmica de la UIM más exacta, conocer la eficiencia de los muros de concreto como elementos estructurales y que los periodos se acerquen un poco más a los medidos experimentalmente.

Por otro lado, los valores de amortiguamiento crítico obtenidos de las pruebas de vibración ambiental, muestran que el método de ancho de banda es el más adecuado, ya que, son estrechas las diferencias entre el amortiguamiento calculado y el recomendado del 2%, por el contrario, dichos valores son distantes del amortiguamiento que se maneja en las NTC-Sismo (2004) que es del 5%. De esta manera, es recomendable continuar instrumentando construcciones híbridas para determinar un valor base de amortiguamiento.

Como consecuencia de la evaluación de la respuesta sísmica del edificio de la UIM, los resultados de distorsión de entrepiso del segundo nivel, indicaron que la estructura tendría ligeras deformaciones en elementos estructurales, lo anterior, derivado de un sismo de magnitud 8.1 en la escala de Richter y a una distancia de 80 km del epicentro del sismo al edificio. Además, se presentarían agrietamientos considerables en muros divisorios de mampostería, daños en instalaciones hidráulicas y de gas, lo que causaría cierto riesgo en el inmueble, pero cabe resaltar que la estructura no colapsaría como consecuencia del sismo.

En último lugar, es conveniente realizar un refuerzo a la estructura para evitar desplazamientos mayores. Por lo tanto, se sugiere cambiar las columnas de acero que se encuentran en la zona de escaleras y pasillos exteriores, por columnas de concreto con las mismas características que se tienen al interior del edificio. Lo anterior se puede complementar al uniformizar la estructuración en el sistema de piso en los tres niveles en dicha zona.

REFERENCIAS

1. Balachandran, B. y Magrab, E. B. (2004), *Vibraciones*, Thomson, México, DF, 581 pp
2. Bazán, E. y Meli, R. (2002), *Diseño sísmico de edificios*, Limusa, México, D.F. 317 pp
3. Chopra, A. K. (1995), *Dynamics of Structures*, Prentice Hall, US, New Jersey, 729 pp
4. Cook, J. P. (1980), *Construcciones compuestas*, Limusa, México, DF, 374 pp
5. Cortez, O. (2008), *Estudio comparativo de tres etapas de pruebas de vibración ambiental en un puente en curva*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, DF, 91 pp
6. CSI (2009), *Analysis Reference Manual for SAP2000*, CSI, US, California, 470 pp
7. De Silva, C. W. (1999), *Vibration, Fundamentals and practice*, CRC Press, US, Florida, 943 pp
8. Deméneghi, A. (2009), *Método del elemento finito. Análisis lineal*, Facultad de Ingeniería, México, DF, 41 pp
9. Escobar, L. (2009), *Conceptos básicos de procesamiento digital de señales*, Tesis de Licenciatura, *Facultad de Ingeniería*, México, DF, 195 pp
10. Fuentes, L. R. (1997), *Respuesta ante solicitaciones sísmicas de un edificio instrumentado*, Tesis de licenciatura, *ENEP Aragón*, UNAM, México, Aragón, 47 pp
11. Herráiz, M. (1997), *Conceptos Básicos de Sismología Para Ingenieros*, CISMID, Perú, Lima, 130 pp
12. IMCA (1987), *Manual de Construcción en Acero*, Tomo 1, Limusa, México, DF, 236 pp
13. Kwon y Kim (2010), *Evaluation of building period formulas for seismic design*, *Earthquake Engineering and structural dynamics*, US, Missouri, 1-15
14. Macías, M. A. y Alcántara, L. (1998), *Comportamiento dinámico del edificio instrumentado Plaza Córdoba*, *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, México, Monterrey, 464-473
15. Meli, R. y Reyes, C. (2002), *Criterios de diseño sísmico por desempeño y su aplicación en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal*, *VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, México, Cuernavaca.
16. Mendoza, J. M. (1993), *Instrumentación sísmica para registro de temblores fuertes*, Tesis de licenciatura, *Facultad de Ingeniería*, UNAM, México, DF, 103 pp
17. NTC-Acciones y Criterios (2004), "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el diseño estructural de las edificaciones"

-
18. NTC-Sismo (2004), “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”, Departamento del Distrito Federal
 19. Rivera, D. (2005), Diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la ciudad de México, Tesis de doctorado, *Facultad de Ingeniería*, UNAM, México, DF, 168 pp
 20. Rivera, D., Arce, C. y Martínez, D. (2011), Leyes de atenuación para estimar la intensidad sísmica del municipio de Naucalpan, *Memorias del XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, México, Aguascalientes.



ANEXO FOTOGRAFICO



Figura AF-1 Coordinación del equipo de trabajo



Figura AF-2 Coordinación del equipo de trabajo



Figura AF-3 Acceso a las oficinas para colocación de los acelerómetros en la planta de 1^{er} nivel

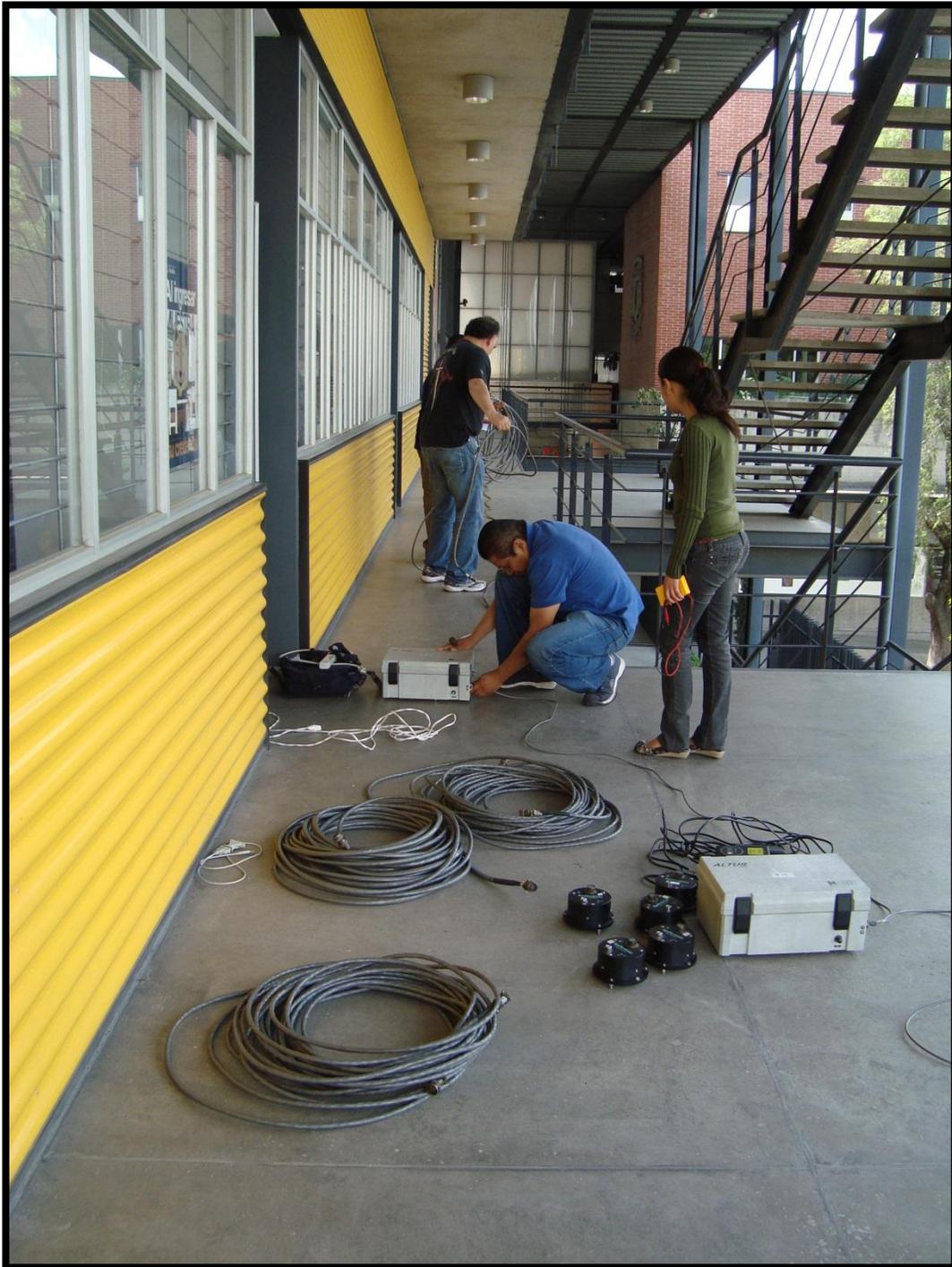


Figura AF-4 Distribución del equipo de medición para la planta de 1^{er} nivel



*Figura AF-5 Acomodo y distribución de cables para la conectividad entre los acelerómetros y los
adquisidores de datos para la planta de 1^{er} nivel*



Figura AF-6 Conexión de cables de conectividad y de alimentación de corriente eléctrica en los adquirentes de datos para la planta de 1^{er} nivel



Figura AF-7 Colocación de los acelerómetros, acelerómetro NI-CC

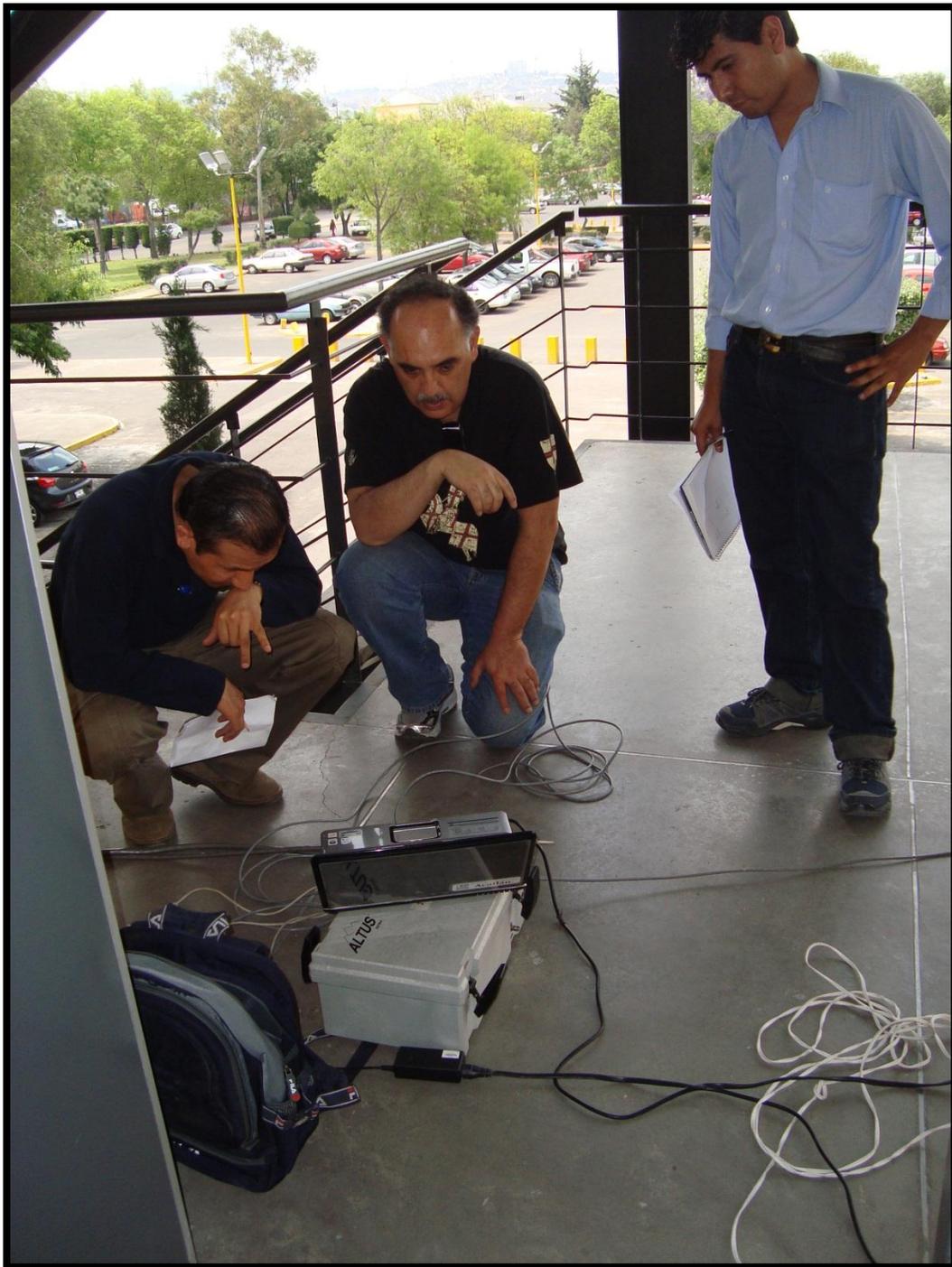


Figura AF-8 Medición y registro de datos para la planta de 1^{er} nivel



Figura AF-9 Distribución del equipo de medición en la planta 1^{er} nivel

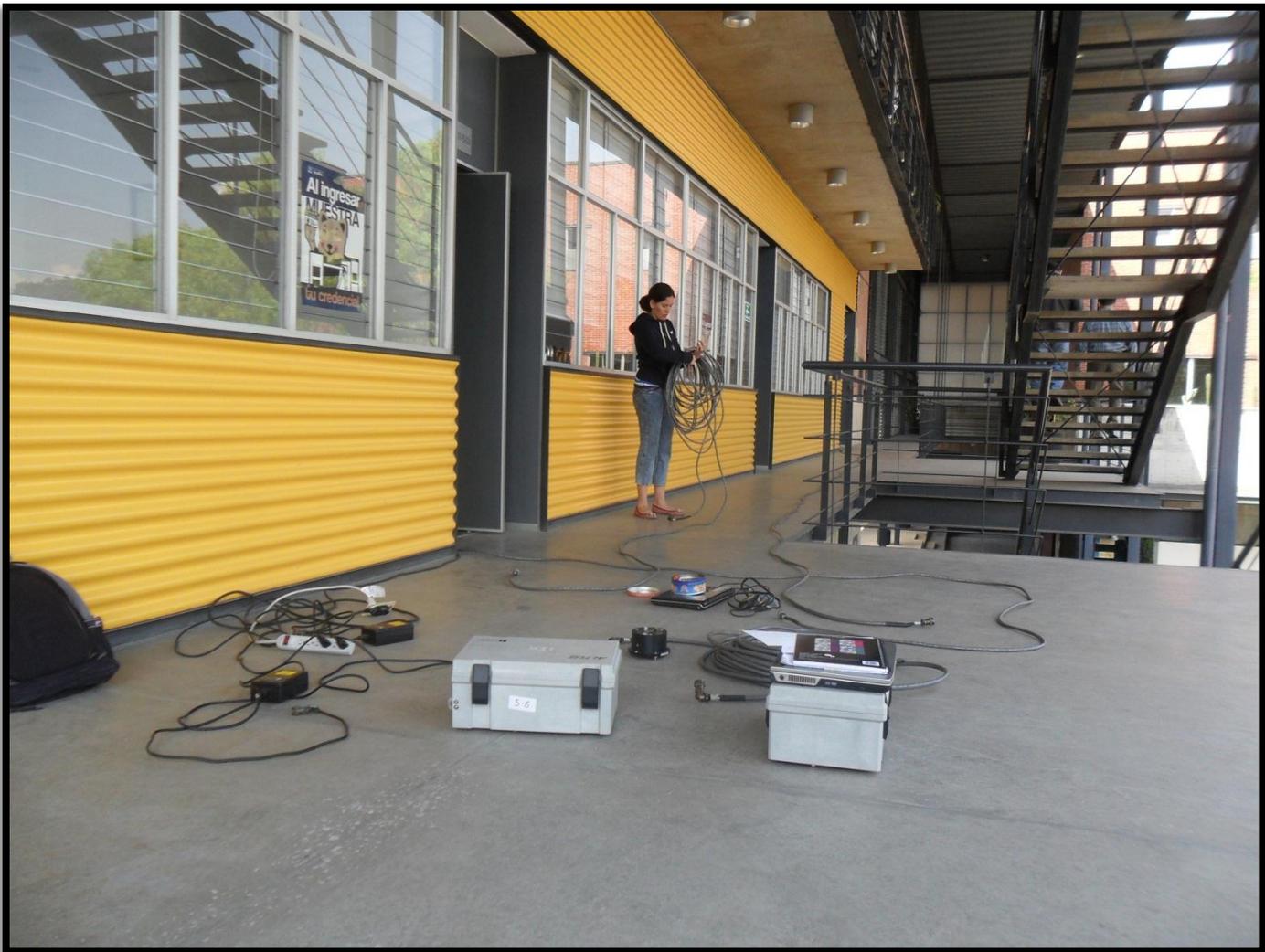


Figura AF-10 Distribución del equipo de medición en la planta 2^{do} nivel



Figura AF-11 Colocación de los acelerómetros en la planta 2^{do} nivel, acelerómetro N2-CC



Figura AF-12 Colocación de los acelerómetros en la planta 2^{do} nivel, acelerómetro N2-IC



Figura AF-13 Colocación de los acelerómetros en la planta 2^{do} nivel, acelerómetro N2-DI



Figura AF-14 Colocación y ubicación de los adquirentes de datos en la planta 2^{do} nivel



Figura AF-15 Colocación de los acelerómetros en la planta 2^{do} nivel, acelerómetro N2-DS

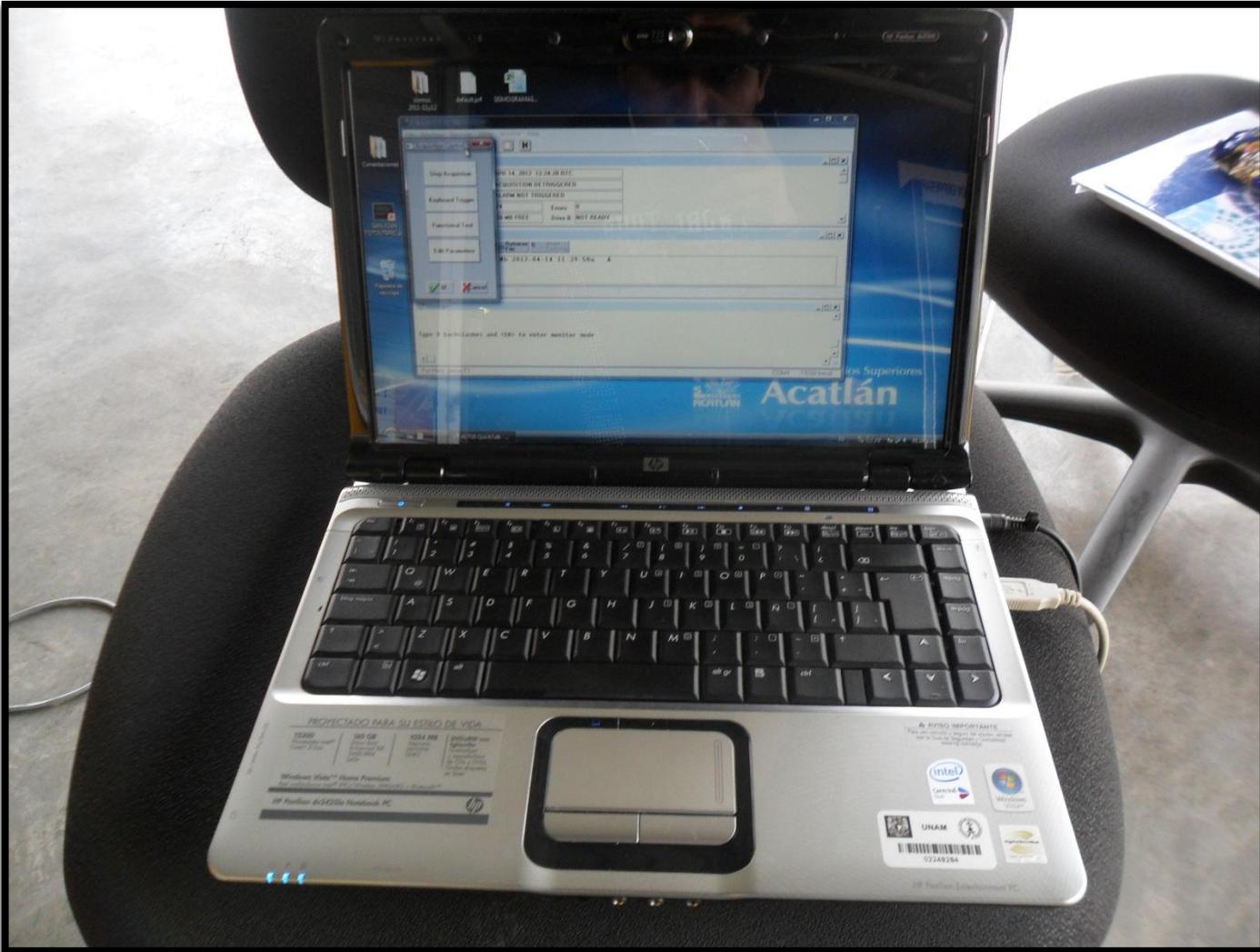


Figura AF-16 Registro de datos en la planta 2^{do} nivel usando el software de KINEMETRICS



Figura AF-17 Reconocimiento para el acceso a la planta de azotea



Figura AF-18 Reconocimiento de la planta de azotea para la ubicación de los acelerómetros



Figura AF-19 Asenso del equipo de medición en azotea



Figura AF-20 Ubicación del acelerómetro NA-DS



Figura AF-21 Adquisición de los registros en la planta de azotea



Figura AF-22 Adquisición de datos en la medición en elevación



Figura AF-23 Ubicación del acelerómetro N2-D en la medición en elevación